

## **EXPERIENCIAS SOBRE AISLAMIENTO SÍSMICO EN MENDOZA, ARGENTINA. DISEÑO, MODELACIÓN Y CONSTRUCCIÓN**

### **Miguel Eduardo Tornello**

Investigador y responsable del área estructuras del Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción Sismología e Ingeniería Sísmica (CeReDeTec). Director del Departamento de Ingeniería Civil. Facultad Regional Mendoza. Universidad Tecnológica Nacional. Rodríguez N° 273 (5500). Mendoza. Argentina.

Correo electrónico: [mtornell@frm.utn.edu.ar](mailto:mtornell@frm.utn.edu.ar)

### **Carlos Daniel Frau**

Investigador y responsable del área sismicidad del Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción Sismología e Ingeniería Sísmica (CeReDeTec). Facultad Regional Mendoza. Universidad Tecnológica Nacional. Rodríguez N° 273 (5500). Mendoza. Argentina.

Correo electrónico: [cdfrau@frm.utn.edu.ar](mailto:cdfrau@frm.utn.edu.ar)

### **RESUMEN**

En la República de Argentina, la provincia de Mendoza y San Juan, constituyen el centro urbano socio-económico más importante del oeste argentino. Con aproximadamente 2.5 millones de habitantes constituyen las áreas más densamente pobladas de la región oeste del país. Estudios realizados sobre la sismicidad local y regional han demostrado el elevado peligro sísmico de ambas provincias. La zona del Gran Mendoza presenta una historia sísmica importante. En los últimos 200 años ocurrieron al menos 15 terremotos que ocasionaron daños en las construcciones. El antecedente histórico más importante lo constituye el terremoto de 1861, que provocó la destrucción total de la ciudad y ocasionó la muerte del 60 % de las personas. Por lo tanto la información disponible indica la necesidad de contar con nuevas desarrollos tecnológicos que tiendan a reducir y controlar el efecto de los terremotos destructivos sobre las construcciones emplazadas en las regiones mencionadas. Se presenta un desarrollo y una aplicación concreta de aislamiento sísmico de base para un edificio típico de la región, de tres niveles, con dispositivos de aislamiento distintos a los habitualmente utilizados a nivel mundial. Se presenta un resumen de la geología regional y local del lugar de emplazamiento del edificio y se analizan los posibles terremotos que pueden esperarse en la región. Se realiza el diseño de los dispositivos de aislamiento, se describen las particularidades de la construcción y se presenta el marco teórico que permite predecir la respuesta sísmica. El trabajo se completa con información sobre la respuesta del edificio ante sismos sensibles ocurridos en la región y que han sido registrados por el instrumental sísmico instalados en el edificio.

### **ABSTRACT**

In the Republic of Argentina, Mendoza and San Juan, are the centers economic the most important of western Argentina. With approximately 2.5 million people are the most densely populated areas in the western region of the country. Studies of local and regional seismic showed the high seismic hazard in both provinces. The area of Mendoza has an important seismic history. In the past 200 years occurred at least 15 earthquakes that caused damage to buildings. The historical record most important was the 1861 earthquake, which caused the total destruction of the city and killed 60% of people. Therefore the information available indicates the need for new technological developments that tend to reduce and control the destructive effect of earthquakes on buildings located in the regions mentioned. A development and practical application of seismic base isolation for a building typical of the region, of three levels, with isolation devices, other than those commonly used worldwide was presented. A summary of regional and local geology of the site for the building was presented and discussed the possible earthquakes that can be expected in the region. The isolation devices design and theoretical framework to predict the seismic response was presented. Information on building response to earthquakes occurred in the region and have been recorded by seismic instruments installed in the building was presented.

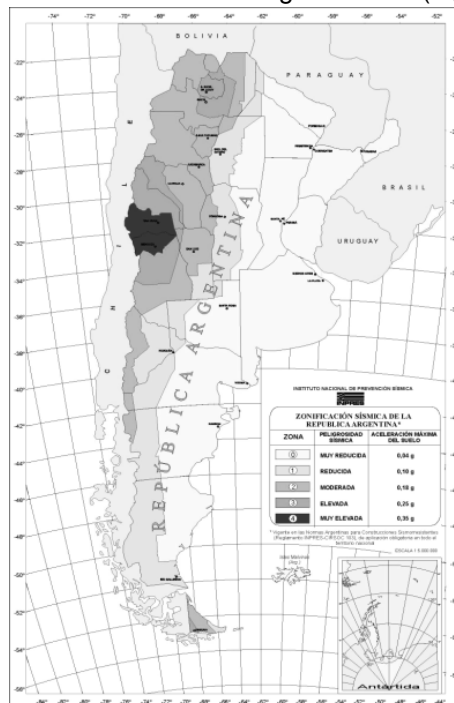
## 1 GEOLOGÍA LOCAL Y REGIONAL DEL EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA

La República Argentina posee una extensión continental de 1.850.000 Km<sup>2</sup>, distintas ciudades del país han sufrido las consecuencias de terremotos destructivos. Los mismos han producido graves daños materiales y en algunos casos numerosas víctimas. El país, por su gran extensión y escasa densidad de población en áreas afectadas por los terremotos, no posee una historia sísmica completa, sino que los datos existentes son fragmentados y a veces parciales (INPRES, 1977).

Sin embargo las zonas de fallas se manifiestan claramente con desplazamientos de cadenas montañosas, alineaciones de centros volcánicos y formación de valles transversales a las estructuras de fallas. Estudios realizados (INPRES, 1981) indican que en Argentina es posible establecer tres dominios claramente diferenciados; la zona norte, central y sur del país. Cada uno de dichos dominios posee caracterizaciones distintas en cuanto a la problemática sísmica y sobre la cual se encuentra apoyada la zonificación sísmica del país (Figura 1). El edificio con aislamiento sísmico se encuentra emplazado en la Provincia de Mendoza, en Zona 4, con mayor peligrosidad sísmica de la Argentina.

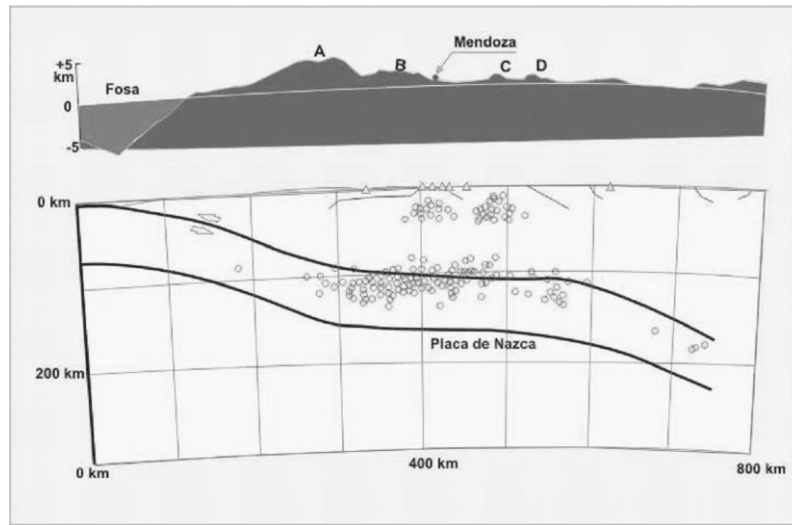
Estudios geológicos realizados en la región donde se localiza el Gran Mendoza indican que la zona es sísmicamente activa (Microzonificación sísmica del Gran Mendoza, 1989). Dicha actividad está relacionada tectónicamente con la convergencia de las Placas Sudamericanas y de Nazca. Esta última subduce debajo de la primera, la cual es activamente deformada a lo largo de su margen oeste y arroja como resultado estructuras geológicas activas, algunas de las cuales, por su localización, corresponden a fuentes sísmicas en y alrededor del Gran Mendoza.

Los terremotos profundos que ocurren a lo largo de la placa de Nazca, que se introduce debajo de la placa Sudamericana, define una zona sísmica buzante notablemente regular llamada zona de Benioff. A mayores profundidades y por debajo de dicha zona (650 a 700 kilómetros), la placa ha sido completamente absorbida en el interior de la tierra, o sus propiedades han sido tan altamente alteradas que no es posible liberar más energía sísmica (Figura 2).

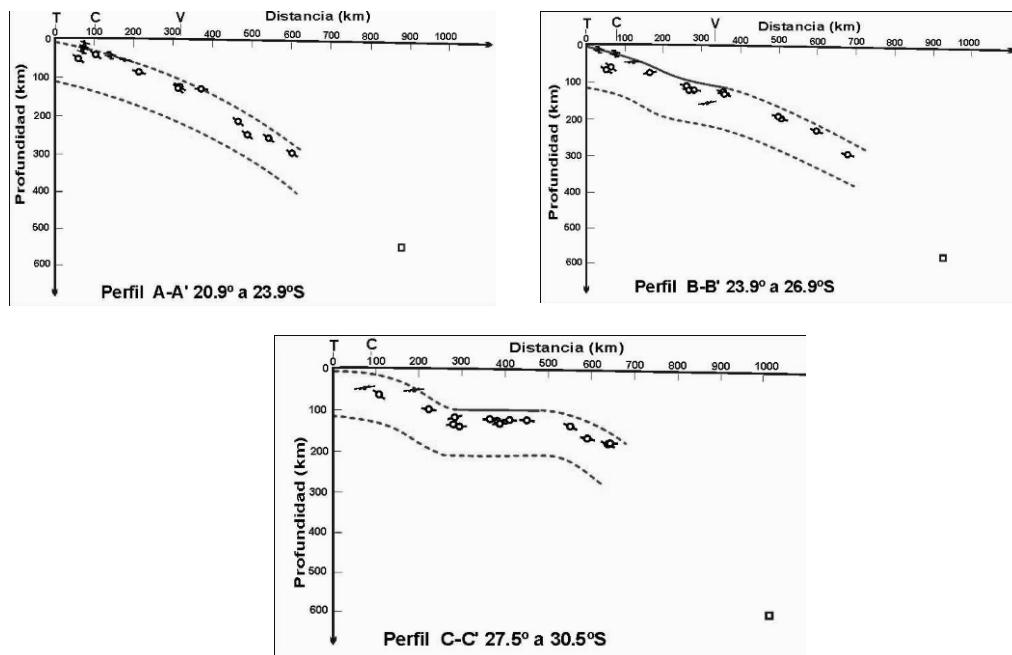


**Figura 1** Zonificación sísmica República Argentina (Fuente: Reglamento Inpres-Cirsoc 103, 1983)

Hacia el norte del Gran Mendoza, la placa es casi horizontal, mientras que hacia el sur, su ángulo de buzamiento se orienta tanto hacia al sur como hacia el este. En la Figura 3, se indica el perfil de buzamiento de la Placa de Nazca debajo de la sudamericana desde el paralelo 20.9° S al 30.5° S.



**Figura 2** Subducción de la Placa de Nazca con Sudamericana a la altura de la Provincia de Mendoza



**Figura 3** Buzamiento de Placa de Nazca con la Sudamericana a lo largo de la región central del país.

Además de las fuentes sísmicas superficiales, la actividad sísmica en la zona de Benioff, la cual se produce a una profundidad de entre los 100 y 120 Km., constituye otra fuente sísmica que afecta la zona. El área del Gran Mendoza se ubica sobre una zona de transición de la Placa de Nazca que tiene rumbo este-oeste. Hacia el norte del Gran Mendoza, la placa es casi horizontal, mientras que hacia el sur, su ángulo de buzamiento se orienta tanto hacia al sur como hacia el este (Figura 3).

La actividad sísmica dentro de la Placa Sudamericana, en el área del Gran Mendoza, se extiende en profundidad, desde cerca de la superficie hasta los 30 a 40 Km.- Sobre la base de

estudios de la geología superficial de la zona del Gran Mendoza fueron identificadas como sísmicamente activas las fallas enumeradas en la Tabla 1.

**Tabla 1** Fallas sísmicamente activas que afectan el área del Gran Mendoza. Argentina

NÚMERO	DESIGNACIÓN
1	Falla del Cerro de la Cal - Calle Perú
2	Fallas del Cerro de la Gloria y del Cerro del Cristo
3	Falla del Melocotón
4	Fallas de Barrancas
5	Falla de Salagasta – Los Cerrillos.

A mayores distancias del Gran Mendoza, se ubican las fallas de Mariposa, Tupungato y Cordillera Frontal. En la Figura 4, se identifican las fallas que interesan a la zona del Gran Mendoza y en particular las próximas al emplazamiento del edificio con aislamiento sísmico.



**Figura 4** Fallas sísmicamente activas que afectan la zona del Gran Mendoza.

(1) Falla del Cerro la Cal – Calle Perú. (2) Falla del Cerro de la Gloria y Cerro el Cristo (5) Falla de Salagasta – Los Cerrillos

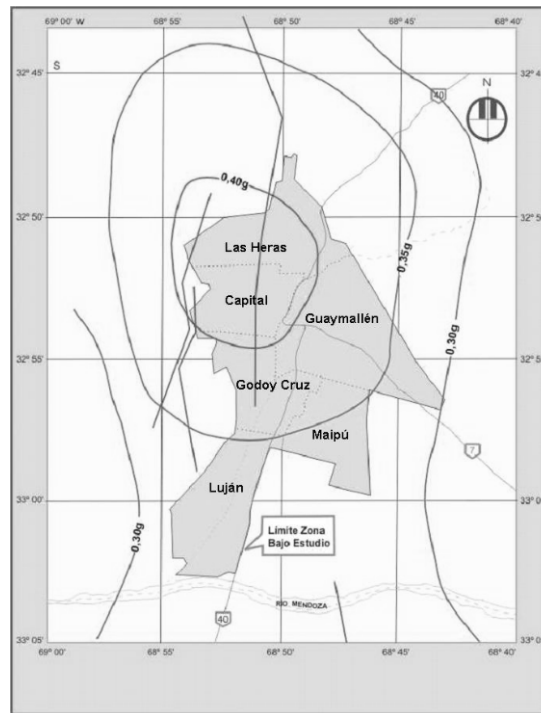
## 2 PELIGROSIDAD SISMICA DE LA REGION

La sismicidad superficial de la zona cercana al Gran Mendoza se presenta, generalmente, asociada con áreas que exhiben pliegues y fallas activas. No se observan alineaciones de actividad sísmica que definan con claridad planos de falla en profundidad, incluso para la secuencia de réplicas de uno de los sismos más importante que afectaron la región en los últimos años (26/01/1985).



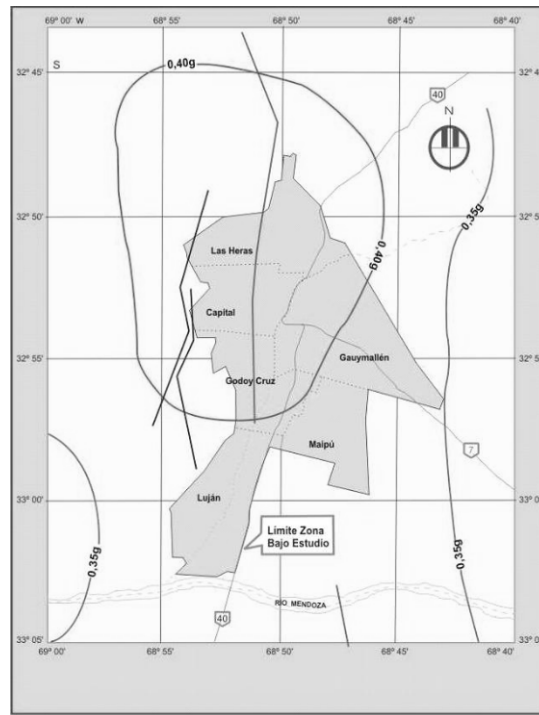
La mayor contribución al peligro sísmico en el Gran Mendoza proviene de la sismicidad de las fuentes superficiales o de corteza y fundamentalmente de la falla de la Cal – Calle Perú. Por otro lado, la contribución de la sismicidad de la Placa de Nazca es prácticamente uniforme en toda la región estudiada y tiene relativamente escasa importancia en sitios con suelos firmes y superficiales. Sin embargo su contribución al peligro sísmico total adquiere mayor importancia en sitios con suelos profundos, particularmente para niveles bajos e intermedios del movimiento del terreno.

Los estudios de microzonificación sísmica del Gran Mendoza, permitieron el trazado de curvas de aceleración instrumental máxima para distintas probabilidades de excedencia. Los niveles de aceleración instrumental, con una probabilidad de excedencia del 10% en 20 años (que son los que se recomiendan como aceleración máxima más probable a los fines del diseño sismorresistente de estructuras convencionales), oscilan entre 0.30g y 0.40g. para la zona del Gran Mendoza (Figura 5 y 6).



**Figura 5** Aceleraciones máximas. Probabilidad excedencia del 10% en 20 años (Roca- Suelos firmes)

El edificio aislado sísmicamente se encuentra emplazado en el Departamento de Capital por lo tanto las aceleraciones instrumentales máximas recomendadas se ubican en el valor máximo, para la región, de (0.40g).



**Figura 6** Aceleraciones máximas. Probabilidad excedencia del 10% en 20 años (Suelos profundos)

El peligro sísmico es conocido como la probabilidad de que diferentes niveles de movimiento del terreno sean excedidos en un determinado lugar y durante un especificado intervalo de tiempo debido a la ocurrencia de terremotos destructivos. Dicha ocurrencia, en una determinada fuente, puede ser representada por un proceso del tipo de Poisson (Cornell, 1968) (Algermissen, et al 1972). Según dicha teoría, la probabilidad de que la amplitud “ $U$ ” del movimiento del terreno, en un determinado lugar, exceda un nivel especificado “ $u$ ”, durante un intervalo de tiempo, “ $t$ ”, puede determinarse con la expresión (1):

$$P(U > u_{(t)}) = 1 - e^{-\nu(u)t} \leq \nu(u) t \quad (1)$$

Donde “ $u$ ” es la frecuencia promedio durante el intervalo de tiempo, “ $t$ ”, en el cual el nivel de amplitud del movimiento del suelo, “ $U$ ”, excede el nivel “ $u$ ” en el lugar de evaluación del peligro sísmico. El resultado que se obtiene representa a los terremotos de todas las fuentes sísmicas de la región. La función de probabilidad expresada en la ecuación (1), constituyen las incertidumbres inherentes en el fenómeno natural de generación de terremotos y de propagación de ondas sísmicas.

La sismicidad de una región es un parámetro que cuantifica la frecuencia de los eventos sísmicos de distintas magnitudes por unidad de tiempo para una determinada área en estudio. Estudios realizados sobre la región (Silva et al, 2002) definieron la tasa media de la actividad sísmica del Gran Mendoza. Para cuantificar la relación de recurrencia de la actividad sísmica de la zona en estudio, se utilizó la expresión propuesta originalmente por Ishimoto - Ida en 1939 y posteriormente adecuada por Richter - Gutenberg en 1944 (Aguar F., 1998), ecuación (2).

$$\text{Log } N = a - b M \quad (2)$$

Las relaciones Magnitud – Frecuencia permiten definir el número de sismos de una determinada magnitud esperados en una región y establecen una relación logarítmica entre el número de sismos ( $N$ ) y la magnitud ( $M$ ). El valor de “ $N$ ” representa el número de eventos

sísmicos de magnitud mayor que “ $M$ ” por unidad de tiempo, es decir, un período de tiempo previamente definido (Sauter F., 1989).

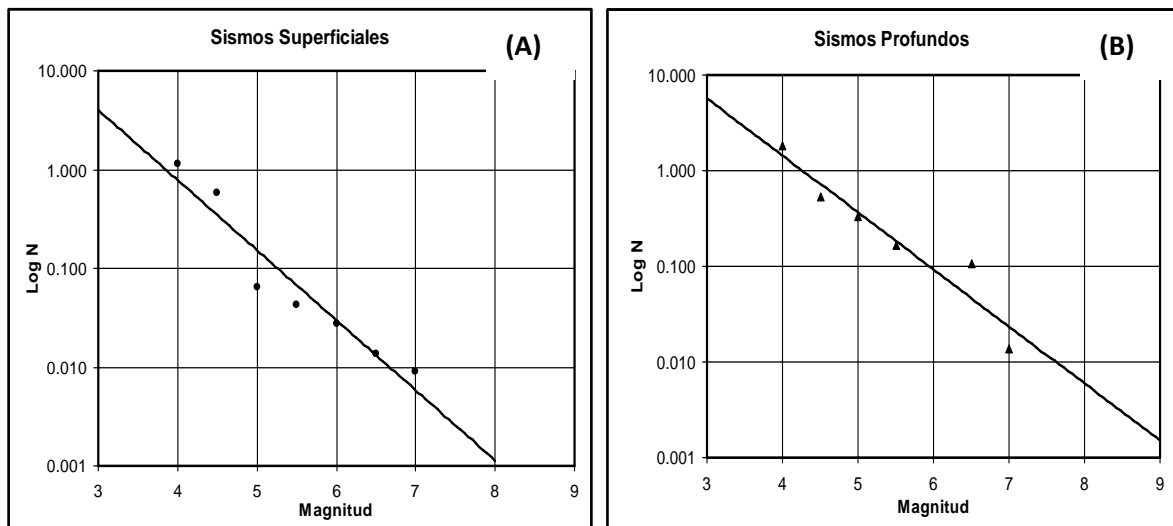
El estudio (Silva et al, 2002) define dos relaciones, una para sismos superficiales (expresión 3) y otra para profundos (expresión 4). El número de eventos sísmicos de magnitud mayor que “ $M$ ” considerado en el estudio, fue de aproximadamente 50 años, periodo del cual se contaba con información de valores de magnitudes ( $M$ ) para la zona de estudio. En Figura 7., se representa gráficamente las relaciones definidas por las ecuaciones (3) y (4).

$$\text{Log } N = 2.73 - 0,71 M \quad (\text{Para sismos superficiales, } h < 70 \text{ Km.}) \quad (3)$$

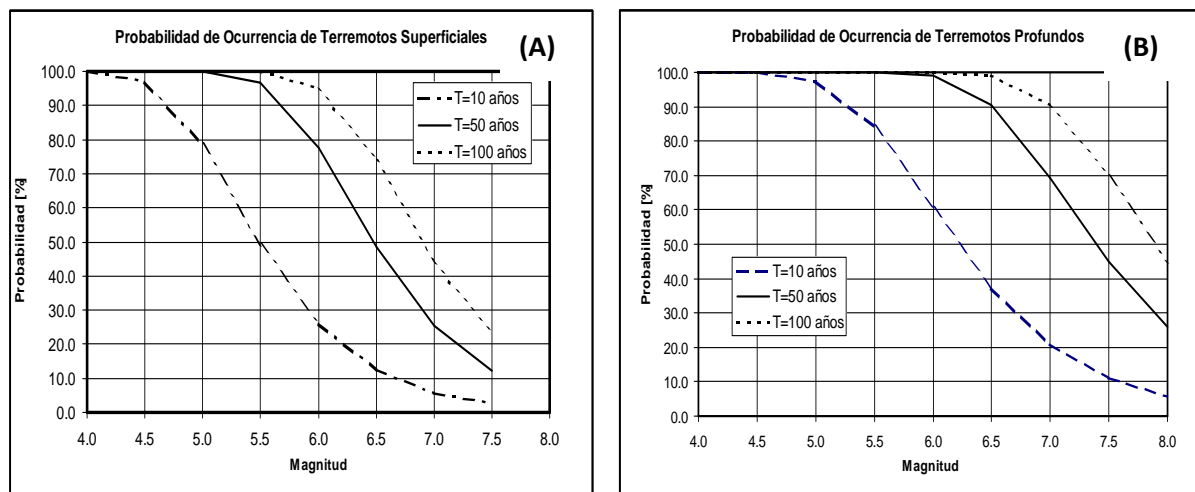
$$\text{Log } N = 2.54 - 0,59 M \quad (\text{Para eventos profundos, } h > 70 \text{ Km.}) \quad (4)$$

El mismo estudio (Silva et al, 2002) definió la probabilidad de ocurrencia de futuros sismos y para ello se utilizó un modelo de probabilidades de Poisson, el cual supone que los eventos en sus movimientos principales se producen de un modo aleatorio e independiente, los tiempos de origen, las coordenadas de los focos y las magnitudes son variables independientes entre sí. Por lo tanto la ocurrencia de un sismo, no tiene influencia en la ocurrencia de otro, y la probabilidad de que dos terremotos sucedan en el mismo sitio y al mismo tiempo es casi nula.

El trabajo definió, para la zona del Gran Mendoza, la probabilidad de ocurrencia de al menos un sismo de magnitud mayor o igual a “ $M$ ” para intervalos de tiempo de 10, 50 y 100 años. Figura 8

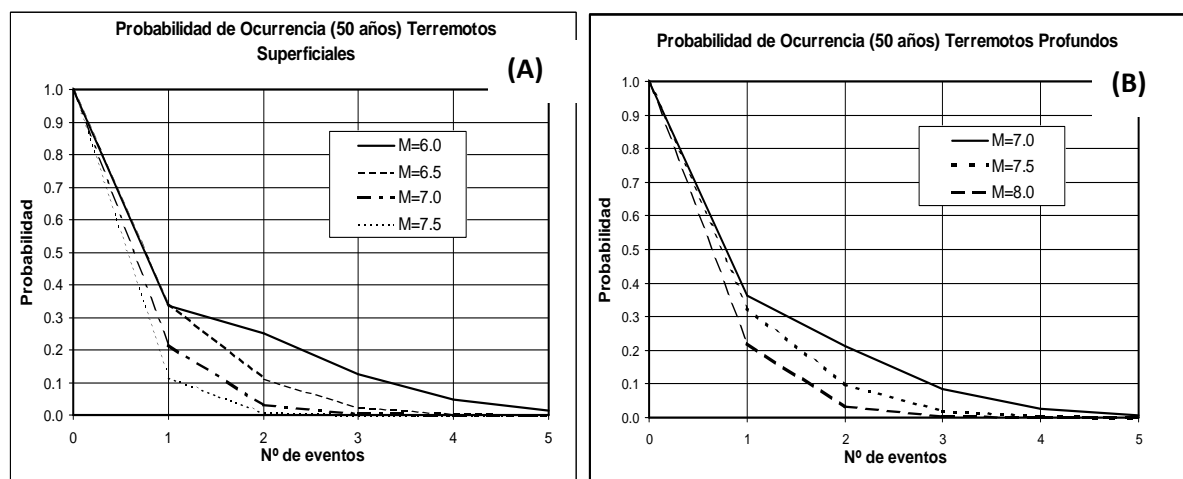


**Figura 7** Relaciones Magnitud – Frecuencia. A) Sismos superficiales ; B) Sismos profundos



**Figura 8** Probabilidades de ocurrencia. A) Sismos superficiales; B) Sismos profundos

En la Figura 9, se muestra la probabilidad de ocurrencia de “ $n$ ” eventos para un intervalo de tiempo de 50 años.



**Figura 9** Probabilidad de “ $n$ ” eventos en 50 años: A) Sismos superficiales; B) Sismos profundos

## 2.1. Espectros elásticos

### 2.1.1 Leyes de atenuación

Un elemento esencial, para los estudios de riesgo sísmico es la capacidad para estimar en un sitio determinado el movimiento del terreno que puede ocurrir en futuros terremotos a partir de un conjunto de parámetros sismológicos. Esta estimación se realiza usando relaciones de movimiento, también conocidas como “*relaciones o leyes de atenuación*”.

Una relación de atenuación es una ecuación matemática (modelo) que relaciona un parámetro del movimiento del suelo a uno o más parámetros de la fuente sísmica, al camino que recorren las ondas y a las condiciones locales del sitio. Así, por un lado están los parámetros del movimiento del suelo que asumen la función de variable dependiente, es decir son el resultado de la aplicación de una relación de atenuación, y por el otro, los parámetros de la fuente sísmica, la

distancia y las condiciones locales del suelo que son referidos colectivamente como “parámetros sismológicos” y hacen de variables independientes. Entre los parámetros del movimiento del suelo más comúnmente utilizados se encuentran los picos de aceleración, velocidad o desplazamiento de suelo y las ordenadas espectrales de pseudo-aceleración para el 5% de amortiguamiento.

Actualmente se cuenta con recientes modelos de atenuación que permiten su aplicación en distintos ambientes tectónicamente activos. Estos modelos han sido denominados NGA (*Next Generation Attenuation of Ground Motion*). El *NGA Project* (proyecto de próxima generación de relaciones de atenuación) que fuera una iniciativa de investigación del *Pacific Earthquake Engineering Research Center-Lifelines Program* (PEER-LL) en conjunto con el USGS y el *Southern California Earthquake Center* (SCEC), cuyo objetivo fue desarrollar modelos de atenuación empíricos actualizados mediante un exhaustivo y altamente interactivo programa de investigación.

Bajo este esquema modelos actualizados de atenuación fueron desarrollados sobre una expandida y actualizada base de datos de registros; incluyendo simulaciones teóricas del movimiento en roca, respuesta del sitio en suelo, efectos de cuenca y así, dar mejores bases científicas para la evaluación de formas funcionales y restricciones sobre los modelos. En el proyecto participaron cinco equipo de investigadores que habían desarrollaron relaciones de atenuación previas al proyecto: Abrahamson, Silva, Boore, Campbell-Borzognia y Youngs-Idris (representando a Sadigh).

Para cubrir las necesidades de la práctica de diseño en ingeniería sísmica los modelos debían contemplar: a) parámetros del movimiento del suelo tales como la aceleración, la velocidad y el desplazamiento máximos del suelo (PGA, PGV, PGD), aceleración espectral para respuesta elástica con 5% de razón de amortiguamiento dentro de un rango de periodo comprendido entre 0 y 10 segundos; b) terremotos corticales superficiales provenientes de fallas transcurrentes, inversas, normales, c) magnitud momento con rango entre 5.0 y 8.5, d) distancia a la fuente con rango entre 0 y 200 km y e) esquema de clasificación de suelos usada más frecuentemente, incluyendo la clasificación del NEHRP.

Así, los principales aspectos técnicos incorporados en los modelos fueron: a) efecto de muro colgado y muro pie en fallas inversas o normales, b) estilo del fallamiento sismogénico que incluye fallas transcurrentes, inversas y normales, c) profundidad del fallamiento contemplando ruptura con afloramiento superficial y enterrada, d) salto de tensión estático computado a través del área de ruptura, e) efectos de amplificación debida a las condiciones locales del suelo en relación a la condición “roca”, f) amplificaciones debidas a la profundidad del basamento rocoso (*efecto cuenca 3D*) o bien a la presencia de roca superficial. Para el análisis de los datos los autores consideraron aspectos tales como la incertidumbre en las variables predictivas; la falta de datos en las variables predictivas y la dependencia de los errores estándares sobre la magnitud, distancia y tipo de suelo.

Los resultados del proyecto NGA fueron una serie de relaciones de atenuación que cada grupo de investigadores desarrolló separadamente. De entre todas ellas, para la presentación del tema se adoptó el modelo de Campbell y Bozorgnia (2008) cuyas expresiones se resumen a continuación.

La media geométrica de un parámetro del movimiento del suelo designado como “Y” (por ejemplo PGA ó  $S_a$ ) viene dado por la expresión general:

$$\ln \hat{Y} = f_{mag} + f_{dis} + f_{flt} + f_{rng} + f_{site} + f_{sst} \quad (5)$$

Donde:

- $f_{mag}$ , la función dependiente de la magnitud está dada por:

$$f_{mag} = \begin{cases} c_0 + c_1 M; & M \leq 5.5 \\ c_0 + c_1 M + c_2 (M - 5.5); & 5.5 < M \leq 6.5 \\ c_0 + c_1 M + c_2 (M - 5.5) + c_3 (M - 6.5); & M > 6.5 \end{cases} \quad (6)$$

- $f_{dis}$ , la función dependiente de la distancia de la fuente al sitio está dada por:

$$f_{dis} = (c_4 + c_5 M) \ln(\sqrt{R_{RUP}^2 + c_6^2}) \quad (7)$$

- $f_{flt}$ , la función dependiente del tipo de falla está dada por:

$$f_{flt} = c_1 F_{RV} f_{flt,z} + c_2 F_{NM} \quad (8)$$

Donde uno de los factores de la expresión 2.8.

$$f_{flt,z} = \begin{cases} Z_{TOR}; & Z_{TOR} < 1 \\ 1; & Z_{TOR} \geq 1 \end{cases} \quad (9)$$

- $f_{hng}$ , la función dependiente del efecto *hanging wall* esta dada por:

$$f_{hng} = c_9 f_{hng,R} f_{hng,M} f_{hng,z} f_{hng,\delta} \quad (10)$$

$$f_{hng,R} = \begin{cases} 1; & R_{jB} = 0 \\ \left[ \frac{\max(R_{RUP}, \sqrt{R_{jB}^2 + 1}) - R_{jB}}{(R_{RUP} - R_{jB})/R_{RUP}} \right] / \max(R_{RUP}, \sqrt{R_{jB}^2 + 1}); & R_{jB} > 0, Z_{TOR} < 1 \\ & R_{jB} > 0, Z_{TOR} \geq 1 \end{cases} \quad (11)$$

$$f_{hng,M} = \begin{cases} 0; & \Rightarrow M \leq 6.0 \\ 2(M - 6.0); & \Rightarrow 6.0 < M < 6.5 \\ 1; & \Rightarrow M \geq 6.5 \end{cases} \quad (12)$$

$$f_{hng,z} = \begin{cases} 0; & \Rightarrow Z_{TOR} \geq 20 \\ (20 - Z_{TOR})/20; & \Rightarrow 0 \leq Z_{TOR} < 20 \end{cases} \quad (13)$$

$$f_{hng,\delta} = \begin{cases} 1; & \Rightarrow \delta \leq 70 \\ (90 - \delta)/20; & \Rightarrow \delta > 70 \end{cases} \quad (14)$$

- $f_{site}$ , la función dependiente de las condiciones lineales y no lineales del suelo superficial y viene dada por:

$$f_{site} = \begin{cases} c_{10} \ln\left(\frac{V_{530}}{K_1}\right) + K_2 \left\{ \ln\left[A_{1100} + c\left(\frac{V_{530}}{K_1}\right)^n\right] - \ln[A_{1100} + c] \right\} \Rightarrow V_{530} < K_1 \\ (c_{10} + K_2 n) \ln\left(\frac{V_{530}}{K_1}\right) \Rightarrow K_1 \leq V_{530} \leq 1100 \\ (c_{10} + K_2 n) \ln\left[\frac{1100}{K_1}\right] \Rightarrow V_{530} \geq 1100 \end{cases} \quad (15)$$

- $f_{sed}$ . La función es dependiente del sedimento superficial y efecto de cuenca 3D y está dada por:

$$f_{sed} = \begin{cases} c_{11}(Z_{25} - 1); & \Rightarrow Z_{25} < 1 \\ 0; & \Rightarrow 1 \leq Z_{25} \leq 3 \\ c_{12} K_3 e^{-0.75} [1 - e^{0.25(Z_{25} - 3)}] & \Rightarrow Z_{25} > 3 \end{cases} \quad (16)$$

En las ecuaciones anteriores  $\ln \dot{Y}$  puede representar el logaritmo natural de la media geométrica de la aceleración máxima horizontal del suelo (PGA) en unidades de  $g$ , de la máxima velocidad horizontal del suelo (PGV) en  $cm/s$ , del máximo desplazamiento horizontal del suelo (PGD) en  $cm$ , o el espectro de pseudo-aceleración absoluta horizontal para el 5% de amortiguamiento ( $S_a$  en unidades de  $g$ ). Todos estos términos expresados en término de la media geométrica según Boore et al. (2006). El significado de los símbolos que aparecen en las ecuaciones (6) a (16) es el siguiente:

- $M$ : magnitud momento;
- $R_{RUP}$ : menor distancia al plano de ruptura en  $km$  (ver Figura 10);
- $R_{JB}$ : distancia a la proyección horizontal del plano de ruptura o distancia Joyner-Boore en  $km$  (Ver Figura 10);
- $F_{RV}$ : variable indicadora que representa fallas inversas e inversas-oblicuas y  $\lambda$  es el ángulo *Rake*.

El ángulo *rake* ( $\lambda$ ) es una variable continua que representa el ángulo entre la dirección del vector deslizamiento sobre el plano de falla y el rumbo de la traza de la falla.

$$F_{RV} = 1; \quad \text{para } 30^\circ < \lambda < 150^\circ$$

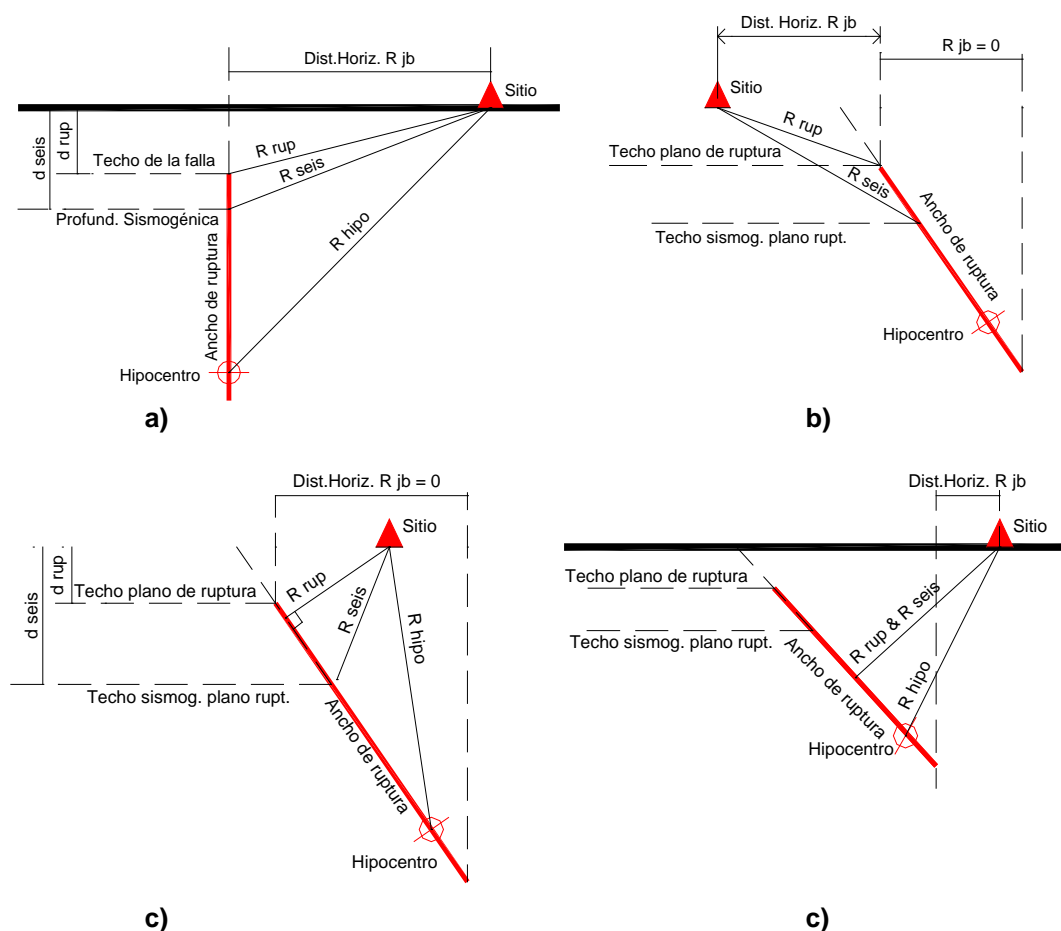
$$F_{RV} = 0; \quad \text{para otros casos}$$

- $F_{NM}$ : una variable descriptora que representa fallas normales y normales-oblicuas,  $\lambda$  es el ángulo *Rake*.

$$F_{NM} = 1; \quad \text{para } -150^\circ < \lambda < -30^\circ$$

$$F_{NM} = 0; \quad \text{para otros casos}$$

- $Z_{TOR}$ : profundidad que media al techo de la ruptura cosísmica en  $km$ . En la Figura 10 designado como  $d_{rup}$ ;
- $\delta$  (ó  $\alpha$ ): inclinación o buzamiento medio del plano de ruptura en grados;
- $V_{S30}$  la velocidad media de la onda de corte en los primeros 30 m de profundidad del prototipo de suelo superficial en  $m/s$ ;
- $A_{1100}$ : aceleración máxima del suelo (PGA) sobre roca con  $V_{S30} = 1100 \text{ m/s}$ ;
- $Z_{2.5}$ : profundidad del horizonte que presenta una velocidad de la onda de corte de 2.5  $km/s$ ;
- $c=1.88$  y  $n=1.18$  constantes del modelo independientes del periodo obtenidas teóricamente;
- $k_i$  coeficientes del modelo dependientes del periodo obtenidas teóricamente;
- $c_i$  son coeficientes del modelo dependientes del periodo derivado empíricamente.



**Figura 10** Medidas de distancia a la fuente finita más frecuentemente usadas en relaciones de atenuación: a) sitio próximo a falla con inclinación de  $90^\circ$  (plano de falla vertical), b) sitio ubicado en el *foot-wall* de falla inversa, c) sitio en sobre la proyección del plano de falla y d) sitio en el *hanging-wall* de falla inversa y fuera de la proyección del plano de falla.

Los coeficientes para los parámetros medios correspondientes al PGA, PGV, PGD y SA para 21 periodos espectrales comprendidos entre 0.01 y 10.0 segundos que han sido determinados según el modelo de Campbell y Bozorgnia, se muestran en la Tabla 8 (Anexo del trabajo). Nótese que las constantes  $c$  y  $n$  son las mismas para todos los periodos espectrales. La validez del modelo contempla límites en los valores que toman las variables predictivas, en este caso los límites están dados en la Tabla 2.2

**Tabla 2** Valores límites de las variables predictivas en el modelo Campbell y Bozorgnia

Variable Predictiva	Limite de Aplicación	Observaciones
Magnitud	4.0 a 8.5	Fallas transcurrentes
	4.0 a 8.0	Fallas Inversas
	4.0 a 7.5	Fallas Normales
Distancia al plano de ruptura	0 a 200 km	$R_{rup}$ ó $r_{rup}$
Velocidad de onda de Corte	180 a 1500 m/s	$V_{S30}$ NEHRP B,C y D
Profundidad. al techo de la ruptura.	0 a 20 km	$Z_{TOR}$
Profundidad horizonte a la roca	0 a 6 km	$Z_{2.5}$
Inclinación al plano de falla	$15^\circ$ a $90^\circ$	$\delta$



### 2.1.2. Parámetros sismológicos de la fuente sismogénica próxima al emplazamiento en estudio

Desde el sector norte del Gran Mendoza se observan evidencias de que la falla La Cal (Falla 1 de la Figura 4) se introduce dentro de la ciudad. El emplazamiento del edificio aislado se encuentra próximo a la misma (Ver Figura 4). Estudios realizados por Mingorance (2001 y 2007) indican que la falla presenta una longitud de 30.7 km, en tanto que Costa et al. (2000) le asignan una longitud de 17 km. Cuando se aplican las relaciones de Wells y Coppersemit (1994), los 30.7 km de longitud conducen a una magnitud máxima esperada cercana a 7.0, que concuerda con la magnitud del terremoto histórico de Mendoza de 1861 al que se le asigna una magnitud también de 7.0 asociado a esta falla. En consecuencia para la falla se ha adoptado el trazo descrito por Mingorance (2001) de 30.7 km. En resumen los parámetros sismológicos de la falla son:

Denominación: AR-30 La Cal

Longitud: 30.7 km

Tipo de falla: inversa

Magnitud máxima capaz: 7.0

Ancho de ruptura: 15.4 km

Inclinación del plano de ruptura: 45°W

Para aplicar el modelo de atenuación de Campbell y Bozorgnia (2008) se asumen los siguientes parámetros complementarios:

$f_{rv}=1$

$f_{nm}=0$

$Z_{TOR}= 0.50$  km

$Z_{2.5}= 0.2$  km

La Figura 11 muestra la traza de la falla la Cal y distintos contornos en los que se ha graduado la zona cercana a la fuente sísmica.

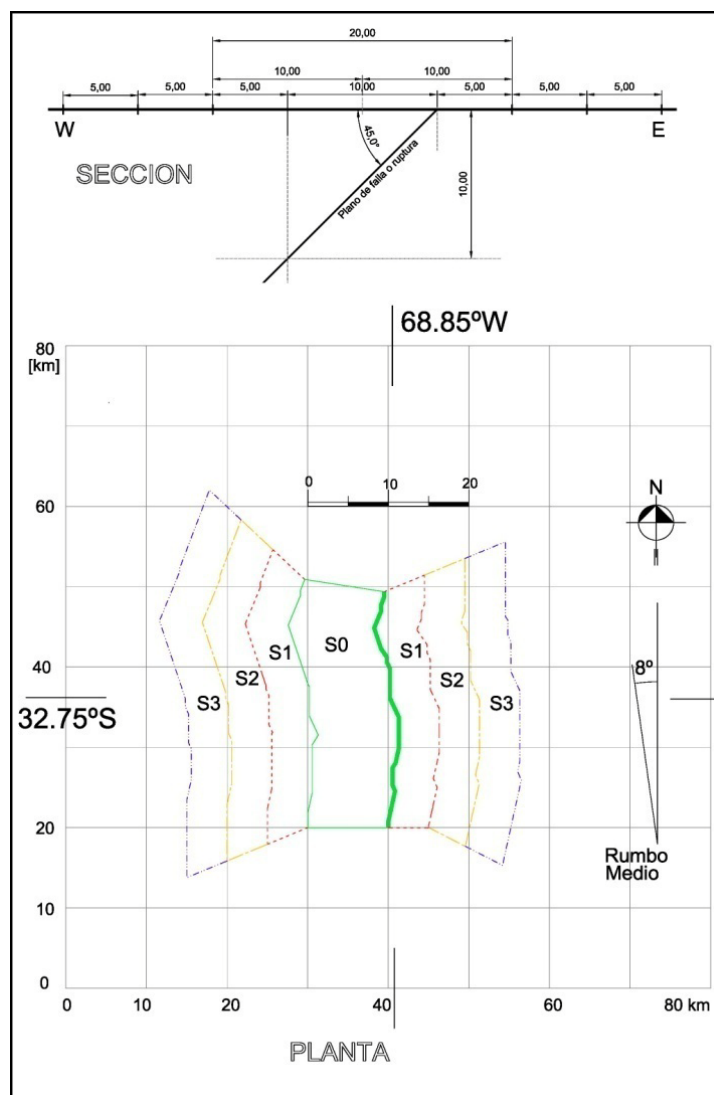
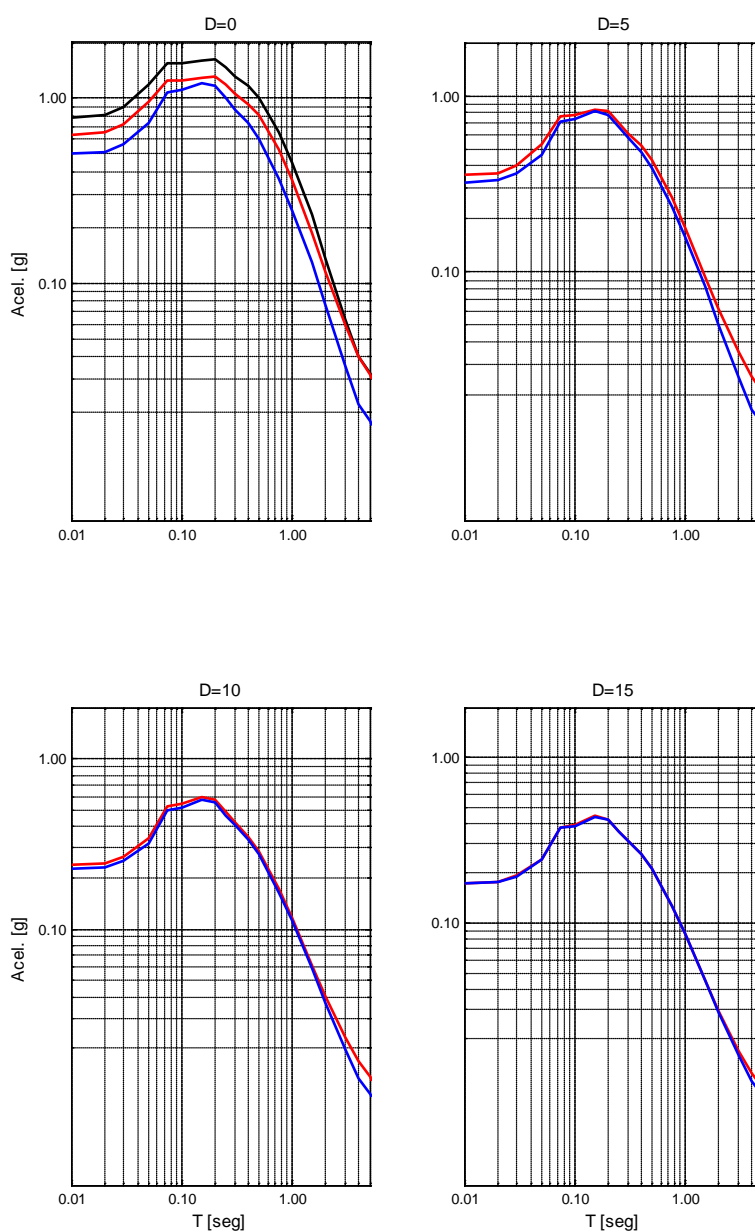


Figura 11 Trazo de la falla La Cal y delimitación de distintas zonas próximas a la falla.

### 2.2.1.3. Espectros de respuesta elástica

Tal cual se citó en los apartados anteriores, para la falla La Cal se aplicó el modelo de atenuación de Campbell y Bozorgnia adoptando como variable dependiente las ordenadas de espectros de respuesta de aceleración elástica para el 5% de amortiguamiento correspondiente a la media geométrica horizontal para suelo tipo roca.

Para el trazado de los espectros se adoptó una representación logarítmica para visualizar con más detalle la zona de bajos periodos. En los mismos gráficos, las ordenadas espectrales se representan en unidades de " $g$ " ( $1g \approx 9.8 \text{ m/s}^2$ ). La Figura 12 muestra los espectros obtenidos en correspondencia con los límites demarcados en torno a la traza de la falla de la Figura 11. El espectro identificado como D=0 corresponden a sitios sobre la traza, los D=5 a sitios sobre la línea que separa las áreas S1 y S2, los D=10 a sitios sobre la línea que separa las áreas S2 y S3 y las D=15 a sitios sobre el borde externo de las áreas S3. La curva media representa los sitios sobre el denominado muro pie (*foot wall*) en tanto que la curva inferior es para el muro colgado (*hanging wall*). La curva extrema superior en el primer gráfico corresponde a sitios ubicados sobre la proyección del techo de la ruptura cosísmica, que en este caso se encuentra muy cercana a la traza superficial.



**Figura 12** Espectros de respuesta elástica entorno a la traza de la falla La Cal

Para los edificios emplazados en el predio de la Residencia de estudiantes y en particular para el edificio con aislamiento sísmico, es posible extraer, de los espectros de la Figura 12, los valores siguientes.

- El edificio se emplaza a una distancia menor a los 5 Km. de la traza de la falla.
- *Para el edificio con base fija:*

Periodo: 0.17 s.

Ordenadas espectrales:

Para D= 0 → 1.15 g

Para D=5 → 0.80 g

Valor medio → 0.975 g

- *Para el edificio aislado:*

Periodo: 1.00 s.

Ordenadas espectrales:

Para  $D=0 \rightarrow 0.32 \text{ g}$

Para  $D=5 \rightarrow 0.16 \text{ g}$

Valor medio  $\rightarrow 0.24 \text{ g}$

Los valores obtenidos ponen de manifiesto la conveniencia del empleo de dispositivos de aislamiento sísmico.

### **3 CONDICIONES LOCALES DEL SUELO DE FUNDACIÓN DONDE SE EMPLAZA EL EDIFICIO AISLADO**

Las características del tipo de terreno fueron determinadas mediante estudios de suelos. Para ello se realizaron ensayos de humedad, densidad, granulometría, límites de Atterberg, peso específico, deyección natural en suelos granulares y triaxial escalonado. Se identificaron los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos de Casagrande y se realizaron ensayos de placa según la norma AASHTO T222-81 (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Los sondeos realizados indicaron que el primer estrato de terreno, cuyo espesor es de aproximadamente 120 cm, se encuentra conformado por rellenos limosos, mezclados con restos de escombros, vidrios y restos de ladrillos macizos de arcilla cocida. El segundo estrato, cuyo espesor varía entre los 330 y 380 cm., está conformado por un suelo limo arenoso, no plástico con escasa capacidad de carga. El siguiente estrato, cuyo espesor varía entre los 140 y 170 cm., está conformado por un suelo arenoso, grueso, no plástico, seguido por un estrato de espesor variable (180 á 210 cm) de arenas limosas, menos denso que el estrato inmediatamente superior.

El estudio determinó que se estaba en presencia de un Suelo tipo III (Blandos), según la clasificación de los reglamentos locales. Esta clasificación fue confirmada mediante ensayos estándares de penetración y a través de la velocidad de la onda de corte cuyo valor promedio, a distintas distancias, fue de  $V_c = 180 \text{ m/seg}$ . Las características más relevantes del terreno de fundación se resumen en Tabla 3. Los módulos de reacción lateral en los distintos estratos se determinaron mediante ensayos de placa.

**Tabla 3** Características del terreno fundación donde se emplaza el edificio con aislamiento sísmico.

Capacidad última a la cota -150 cm	140 KN/m <sup>2</sup>
Capacidad última a la cota -200 cm	192 KN/m <sup>2</sup>
Capacidad última a la cota -250 cm	242 KN/m <sup>2</sup>
Módulo de deformación en estrato limoso	$E_o = 77.50 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de reacción lateral en estrato limoso	$K_h = 2.32 \text{ kg/cm}^3$
Módulo de deformación en estrato arenoso granular	$E_o = 207.90 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de reacción lateral en estrato arenoso granular	$K_h = 7.91 \text{ kg/cm}^3$

En función de las características del terreno y de la tipología de las obras a realizar se decidió adoptar una cota de fundación comprendida entre los -200 y -250 cm. medida desde el nivel natural de terreno. El periodo predominante elástico del primer modo del estrato de fundación puede estimarse con la ecuación 17 (Seed R. B. et al., 2001).

$$T_{p-elastico} \cong \frac{4H}{V_s} = \frac{4 * 8.80 \text{ m}}{180 \frac{\text{m}}{\text{seg}}} \cong 0.20 \text{ seg.} \quad (f = 5 \text{ Hz}) \quad (17)$$

$H$  = profundidad del estrato de terreno fino ubicado sobre roca.

$V_s$  = Velocidad de la onda de corte ( $V_s = 180 \text{ m/seg.}$ )

Los ensayos directos realizados sobre el terreno de fundación interesaron la cota de (-8.80 m) desde el nivel de terreno natural, profundidad a la cual aparece la grava. Por debajo de dicha cota no se cuenta con mayor información, tampoco se conoce la profundidad a la cual se encuentra la roca, por lo tanto el valor de periodo elástico encontrado debe pensarse como un valor de cota inferior.

Estudios previos determinaron que el periodo fundamental del edificio con base fija es de 0.17 segundos, valor muy próximo al periodo del primer modo del terreno de fundación. Por lo tanto es posible que se manifiesten amplificaciones dinámicas en las respuestas del edificio con fundaciones tradicionales. En consecuencia y atendiendo a este motivo la decisión de disponer dispositivos de aislamiento puede considerarse acertada.

En el diseño de los dispositivos de aislamiento y en las respuestas del propio edificio aislado, se tuvo en cuenta la influencia del terreno de fundación. Se ha centrado la atención en los valores de aceleraciones y desplazamientos de tal manera de confrontarlos con los obtenidos cuando dicho efecto no es tenido en cuenta. La influencia de la deformación del terreno fue considerada a través del módulo de deformación y del módulo de reacción lateral indicados en Tabla 2, del terreno ubicado por debajo de los dispositivos de aislamiento.

#### **4 ESTRUCTURA DE FUNDACIÓN POR DEBAJO DE LOS DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO**

Las fundaciones han sido resueltas con base corridas y vigas rígidas de fundación incorporadas a las propias bases de hormigón armado. Como se citó anteriormente, la cota de fundación de las bases corridas ha sido definida por el estudio de suelos entre (-200 á 250 cm) respecto de la cota del terreno natural. En la Figura 13, parte superior, se observan los trabajos de excavaciones y en parte inferior, las armaduras de la estructura de fundación ubicada por debajo de los dispositivos de aislamiento. En las zonas extremas la viga de fundación se ensanchaba con el objeto de contar con una mayor superficie para alojar los dispositivos de aislamiento.

El proyecto tuvo la particularidad de que los dispositivos de aislamiento fueron montados en una etapa posterior a la construcción de la superestructura porque los tiempos de fabricación del sistema de aislamiento no coincidieron con los de la construcción del edificio. Por tal motivo se implementaron dos acciones preventivas, la primera fue la construcción de cuatro columnas cortas, próximas a los extremos de las vigas rígidas que cumplirían la función de apoyo del edificio. La columnas tienen una sección de (400x400) mm. y una altura de 500 mm.

La segunda acción preventiva fue disponer en las posiciones previstas para los dispositivos de aislamiento, una estructura metálica que simulaba la presencia de los dispositivos de protección y que a su vez mantenían en su posición las platinas de acero de fijación de los futuros dispositivos a la estructura de fundación y a la superestructura. Estas estructuras eran provisorias y fueron eliminadas una vez que se procedió a montar los dispositivos de protección.

En la Figura 14, parte superior, se muestra las columnas en los extremos de las vigas rígidas en su instancia de armaduras y posterior hormigonado mientras que en la parte inferior, se observan las estructuras metálicas que permitían posicionar las platinas de anclaje de los futuros dispositivos de protección.



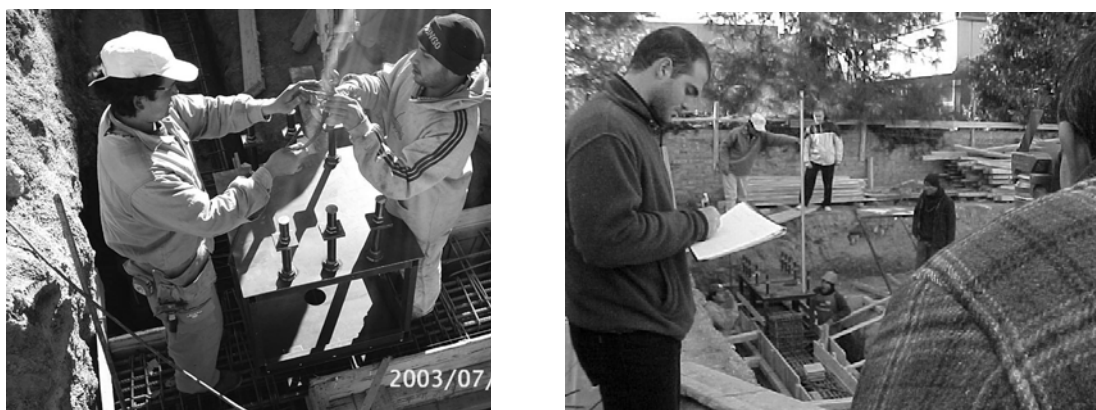
**Figura 13** Excavaciones y estructura de fundación por debajo de los dispositivos de aislamiento.





**Figura 14** Acciones preventivas para el futuro montaje de los dispositivos de protección.

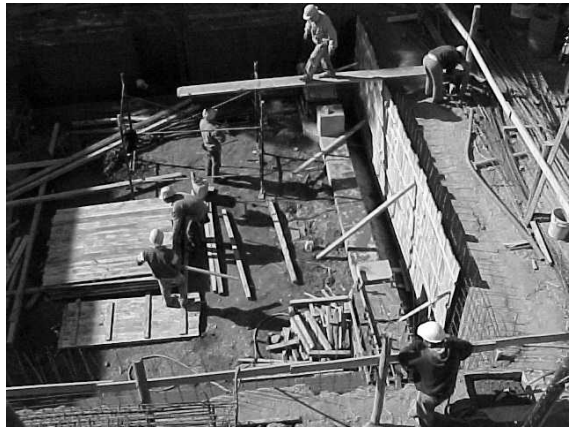
La colocación de las estructuras metálicas provisorias implicó realizar un montaje de precisión en aspectos relacionados con su nivelación y cota buscando que todas ellas quedaran a la misma altura para evitar posibles desniveles del edificio sobre los dispositivos de protección. Para ello se controlaron, en distintos puntos de las platinas los niveles y las alturas con instrumental de precisión (Figura 15).



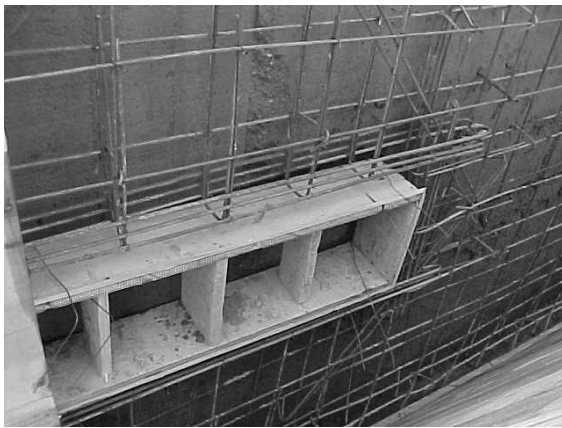
**Figura 15** Control posicionamiento estructuras metálicas y de las platinas de anclaje.

Finalizado el proceso del llenado de la estructura de fundación y del posicionamiento de las platinas de anclaje, se procedió a la construcción de los tabiques perimetrales de hormigón armado del subsuelo. Para ello se tuvo en cuenta el espacio necesario para permitir el desplazamiento del edificio ante la ocurrencia del movimiento sísmico. Si bien los desplazamientos previstos por la predicción teórica del edificio no superaban los 200 mm., por razones constructivas se diseñaron espacios de 600 mm en sentido norte – sur y de 350 mm. en sentido este – oeste (Figura 16).

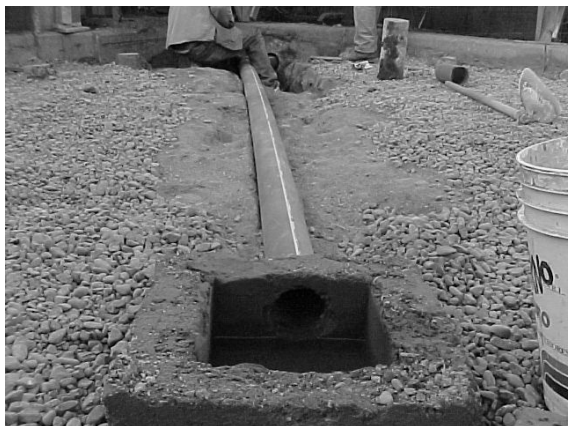
En la construcción del tabique perimetral del subsuelo fueron previstos los huecos para la acometida de las instalaciones y el box de ingreso (Figura 17). Por otro lado, estos espacios, a nivel del piso del subsuelo, permitieron materializar desagües de eventuales líquidos que pudieran ingresar al recinto para ser evacuados a un pozo de absorción ubicado sobre el vértice noreste del edificio (Figura 18).



**Figura 16** Construcción del tabique perimetral de hormigón armado del subsuelo



**Figura 17** Huecos en tabique perimetral de subsuelo para conexiones. Box ingreso al local inspección



**Figura 18** Conducción de los desagües de líquidos al pozo de absorción a nivel de piso del subsuelo



## 5 LOSA POR ENCIMA DE LOS DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO

Sobre las columnas cortas mencionadas en el punto anterior se apoyaron las vigas encargadas de sostener la superestructura y la losa emplazada inmediatamente por encima del sistema de aislamiento. Por debajo de esta última losa se proyectó un local que cumplía las funciones de subsuelo y permitiría inspeccionar los dispositivos de aislamiento, instalaciones e instrumental de medición emplazados en ese nivel.

Las vigas perimetrales, responsables de las cargas de la superestructura, fueron diseñadas con una sección de 400 mm. de ancho por 1200 mm de alto en hormigón armado. Las losas emplazadas en los sectores húmedos, baños y cocinas, son de hormigón armado de 240 mm de espesor mientras que el resto fueron materializadas con placas alivianadas de hormigón pretensado (espesor 240 mm) y una capa superior de hormigón armado para asegurar el monolitismo entre placas. El esquema descrito de losas fue repetido en todos los niveles del edificio. En la parte superior de la Figura 19 se aprecia la losa maciza de los locales húmedos y en la parte superior las losas de placas de hormigón pretensado. En la Figura 20 se muestra las armaduras de la viga emplazada inmediatamente por encima de los dispositivos de aislamiento previo a colocar las losas macizas y placas prefabricadas de hormigón pretensado mostradas en la Figura 18.

La construcción de la obra civil avanzó hasta concretar la losa de planta baja, la estructura vertical y la mampostería de 1º nivel, instancia en la cual se decidió suspender los trabajos para montar los dispositivos de protección. En esta instancia de la obra el sistema se encontraba disponible para proceder a su posicionamiento. En la Figura 21 se muestran, entre otros, trabajos de mampostería, losa del 1º nivel y estructuras verticales.

Luego de realizar el montaje del sistema de aislamiento, tema que trataremos en los apartados siguientes, se continuaron y finalizaron la totalidad de las obras civiles civil. Los trabajos se completaron con las instalaciones, circulaciones verticales exteriores, escaleras de acceso al subsuelo, chapas de cobertura de la separación entre el edificio y los tabiques perimetrales del subsuelo, revestimientos, carpinterías, vidrios, muebles de cocina, artefactos sanitarios y pinturas.





**Figura 19** Losas ubicadas por encima de los dispositivos de aislamiento



**Figura 20** Vigas ubicadas por encima de los dispositivos de aislamiento





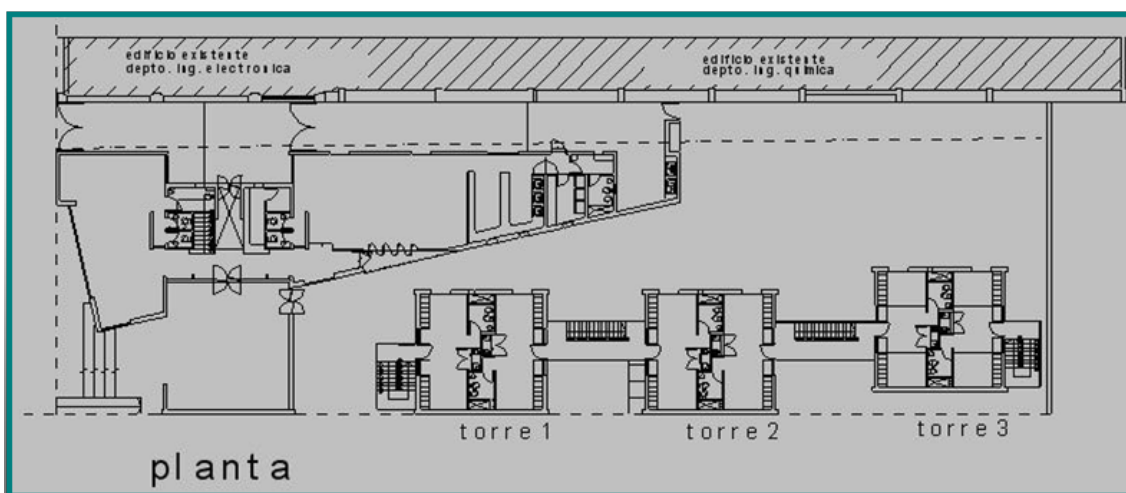
**Figura 21** Trabajos de mampostería, losa del 1º nivel y estructura vertical del edificio aislado

## 6 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EDIFICIO

### 6.1. Particularidades arquitectónicas

El edificio con aislamiento sísmico forma parte del complejo residencial universitario de la Facultad Regional Mendoza de la Universidad Tecnológica Nacional, Argentina. El complejo está compuesto por tres edificios de idénticas características arquitectónicas y estructurales destinados a dormitorios de los cuales, uno de ellos es el que se encuentra con los dispositivos de protección. Dentro del mismo complejo fueron construidos locales destinados a comedores, recepción y sala de lectura.

Una característica atractiva del proyecto es que los edificios de dormitorios se encuentran relativamente próximos entre sí (5 á 6 metros), situación que ha permitido comparar las respuestas frente a sismos de dos edificios de idénticas características pero, uno con fundación tradicional y el otro con aislamiento sísmico. En la parte superior de la Figura 22, se indica una planimetría del complejo universitario y, en la parte inferior, un corte vista del mismo. El edificio indicado como “torre 3” es el que se encuentra aislado sísmicamente.





**Figura 22** Planimetría y corte vista del complejo universitario

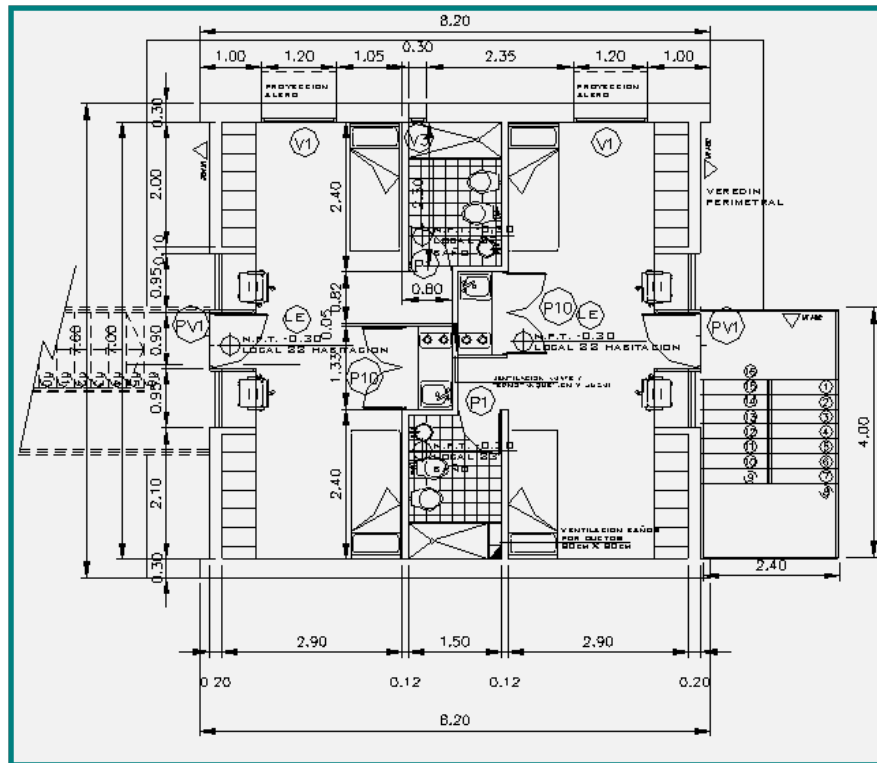
Si nos centramos en la descripción de los edificios de dormitorios es posible citar que en general presenta características que son típicas y de uso habitual en la región. Es un edificio de tres niveles, de planta rectangular (8.20 x 7.60) metros. En cada nivel del edificio se ubican por separado, dos ambientes destinados a dormitorios y desayuno, dos baños y dos kitchenette..

Los muros exteriores son de mampostería contruados con ladrillos comunes (elaboración artesanal de arcilla cocida), para lograr espesores que en general se denominan de 30 cm. aunque, por las dimensiones de los mampuestos, el espesor efectivo no supera los 26 cm. El muro ha sido terminado con paramentos vistos hacia el exterior y con un revestimiento de mezcla de cemento, arena y cal. Los entrepisos y cubierta del último nivel están conformados por una losa plana. El piso de la planta baja está compuesto por un contrapiso de hormigón simple de 10 cm. de espesor construido sobre el terreno natural compactado.

Las divisiones interiores se realizan con placas de yeso. En cada paramento del muro divisorio se han colocado dos placas, por lo tanto, la división interior, está compuesta por cuatro de ellas. Los espesores logrados con dicha disposición han sido de aproximadamente entre los 12 á 13 cm. La superficie de los paramentos exteriores de las placas de yeso han sido pintadas en algunos casos y en otros se ha aplicado el revestimiento cerámico de baños y cocinas. Los pisos interiores están conformados por piezas cerámicos asentados sobre una carpeta de mortero (cemento y arena gruesa) realizada sobre la losa plana. Los zócalos son de madera y han sido fijados con tornillos a los muros y a las placas de yeso.

Para la carpintería del edificio se han utilizado materiales tradicionales. Las puertas están conformadas por marcos de perfil de chapa doblada y hojas macizas o enchapadas en madera, las ventanas con marcos y hojas de abrir en perfil de chapa doblada. En las instalaciones (eléctricas y sanitarias) se han utilizados materiales tradicionales. La instalación eléctrica del edificio es embutida con caños y cajas de acero semipesado y en la instalación sanitaria, también embutida, se utilizaron caños y accesorios de PVC (policloruro de vinilo). Las terminaciones se logran mediante superficies pintadas.

En la Figura 23., se indica la planta tipo de arquitectura de los edificios destinados a dormitorios, mientras que en la Figura 24, se observa una vista exterior de los edificios descriptos.



**Figura 23** Planta tipo del edificio destinado a dormitorios con aislamiento sísmico.

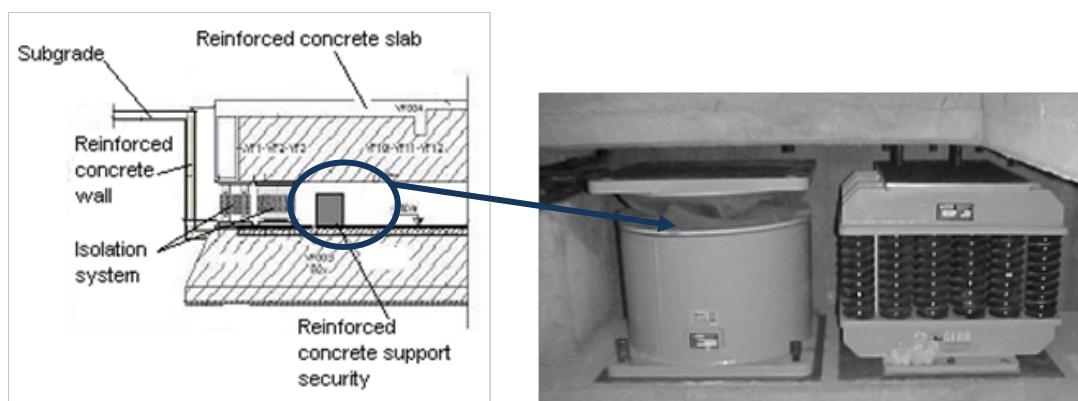


**Figura 24** Vista exterior del edificio con aislamiento sísmico

## 6.2 Particularidades estructurales

El edificio pertenece a la categoría de construcciones de hormigón armado. Ya se ha mencionado que las fundaciones han sido resueltas con base corridas y vigas de fundación rígidas a la cota de fundación de (-200 á 250 cm) respecto del nivel del terreno natural. La Figura 25 indica la posición relativa de los dispositivos de protección con respecto a la estructura de fundación y a la losa y viga inmediatamente por encima del sistema de aislamiento.





**Figura 25** Posición relativa dispositivos de protección. Losa encima sistema de aislamiento sísmico

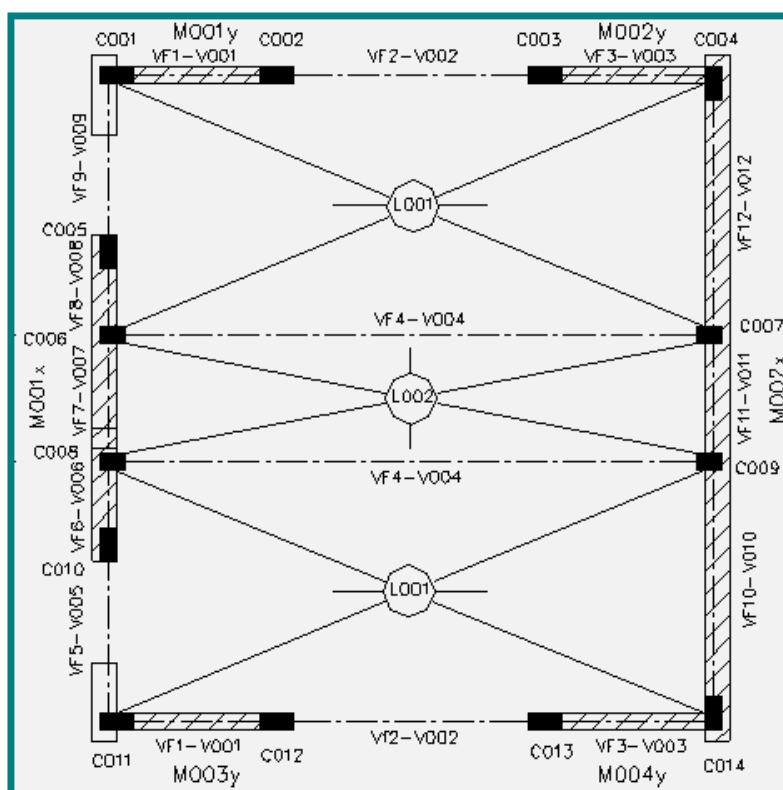
La totalidad de las vigas y columnas han sido diseñadas en hormigón armado. Las losas se encuentran conformadas por placas prefabricadas de hormigón pretensado, en zonas no húmedas del edificio, con una capa superior de hormigón armado (malla  $\varnothing$  4.2 mm @ 25 cm) de 4 cm. de espesor de tal manera de garantizar un elemento estructural monolítico y rígido a nivel de techo y entresijos

Los muros de mampostería han sido utilizados como elementos resistentes a cargas verticales y horizontales. Los ubicados en la dirección norte – sur del edificio, con espesores de 20 cm y aquellos en dirección este-oeste con espesores de 30 cm. Los muros con espesores de 20 cm. poseen una malla cruzada de  $\varnothing$  4.2 mm @ 20 cm. en sus caras anteriores y posteriores además de una armadura horizontal alojadas en las juntas de mortero (cemento y arena gruesa) (Figura 26).



**Figura 26** Muros de mampostería con ladrillos macizos. Armaduras dispuestas en los paramentos exteriores del muro

En la Figura 27., se indica una planta tipo de la estructura del edificio con aislamiento sísmico. Las losas enumeradas como (L001) son de placas alivianadas de hormigón pretensado con espesores de 240 mm, mientras que la losa designada como (L002) es una losa maciza de hormigón armado también de 240 mm. de espesor. Los muros de mampostería utilizados como portantes a cargas verticales y horizontales se destacan con un rayado inclinado y la estructura de hormigón armado con un sombreado sólido.



**Figura 27** Planta de estructura tipo del edificio con aislamiento sísmico

### 6.3 Instalaciones

Las instalaciones, desagües primarios, secundarios, pluviales, agua y gas se realizaron en su totalidad en forma tradicional y de acuerdo a técnicas de la práctica habitual en la región, de tal manera de cumplir con las reglamentaciones vigentes sobre la especialidad. Las diferencias, con relación a una construcción tradicional, se centran en las acometidas de cada una de ellas. Debido a que el edificio con aislamiento sísmico tiene la posibilidad de desplazamientos horizontales y, en este caso particular también vertical, ante la ocurrencia de un sismo, cada una de las conexiones necesariamente debe acompañar el movimiento del edificio que se encuentra por encima del sistema de aislamiento. Dicho objetivo es fundamental para evitar cualquier tipo de acoplamiento entre las instalaciones y el edificio e impedir que el sistema de aislamiento sea inefectivo.

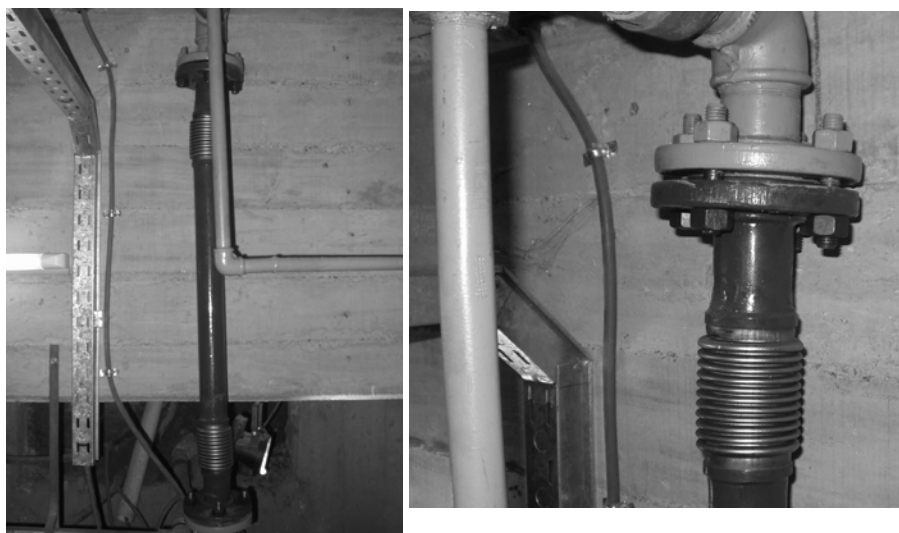
En general, todas las acometidas fueron resueltas con conexiones flexibles, sin embargo y a diferencia de otros sistemas de aislamiento de amplio uso (elastoméricos o friccionales.) para los dispositivos de resortes debe pensarse que el edificio no sólo evidenciará movimientos transversales, sino también verticales (Figura 28).

Las conexiones de agua, desagües primarios y secundarios fueron relativamente sencillas de resolver a diferencia de la conexión del gas. Para tal efecto se diseñó y procedió a fabricar especialmente un dispositivo que asegurara su estanqueidad ante la ocurrencia de un terremoto y que acompañase de manera eficiente los movimientos del edificio. El dispositivo está conformado por un tubo recto con dos fuelles metálicos extremos. Los fuelles extremos cumplen la doble función de permitir desplazamientos verticales y materializar articulaciones en los extremos del

tubo de tal manera de permitir la rotación y liberar el desplazamiento horizontal. La distancia a la cual se ubican los dos fuelles metálicos está asociada al desplazamiento horizontal de la conexión (Figura 29).



**Figura 28** Conexiones flexibles del suministro de agua y de los desagües primarios



**Figura 29** Conexiones flexibles del suministro de gas

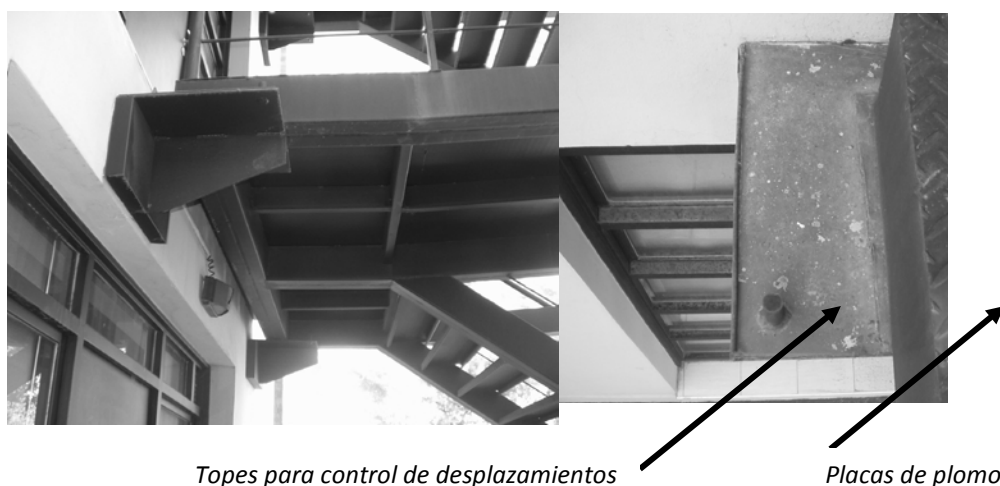
#### **6.4 Circulaciones verticales: escaleras**

El edificio aislado posee escaleras metálicas que cumplen la doble función de vincular los tres niveles del edificio y además de vincular los propios edificios entre sí. El edificio tiene adosado dos circulaciones verticales, la primera ubicada sobre el costado oeste y la segunda en el frente opuesto. Para controlar la interacción de las escaleras con el edificio aislado se diseñaron apoyos y fijaciones al edificio para permitir el libre movimiento de la torre (Figura 30).

El apoyo de la escalera metálica sobre la ménsula fijada al edificio, se realiza sobre una plancha de plomo con el objeto de reducir la fricción y oponer el mínimo de resistencia al desplazamiento horizontal (Figura 30). Las escaleras (en toda su altura) deben acompañar no solamente los movimientos transversales del edificio frente a la ocurrencia de un sismo, sino también al desplazamiento vertical. Esta última componente resulta ser la más difícil de



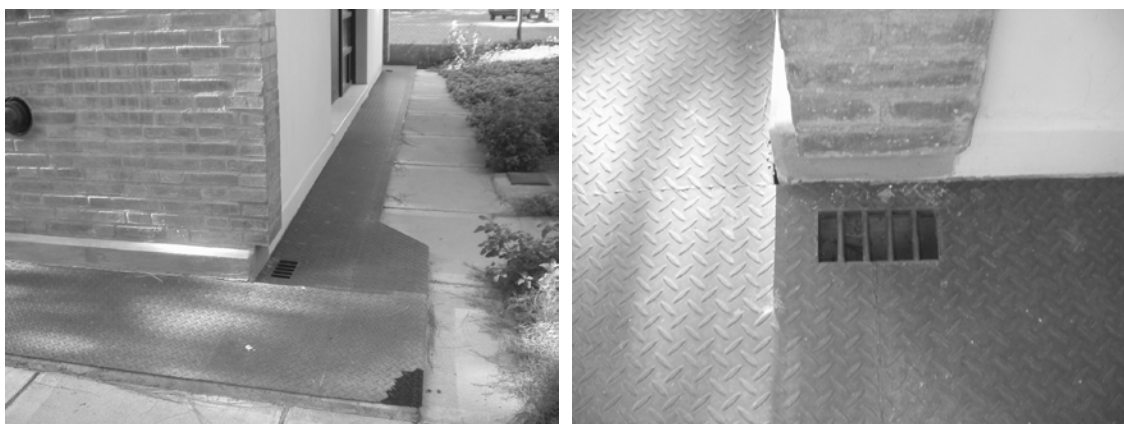
desacoplar precisamente porque es imposible la no presencia de las acciones gravitatorias debidas al peso propio. Ensayos realizados sobre el edificio indicaron que las escaleras generaban un cierto grado de acoplamiento durante el movimiento del edificio, precisamente porque la componente vertical no había sido liberada del movimiento del mismo. Los registros de aceleraciones obtenidos en dichos ensayos evidenciaron la interacción de las escaleras en la respuesta del edificio, aspecto que motivó una inmediata intervención para corregir la influencia de las escaleras en el libre movimiento vertical del edificio.



**Figura 30** Detalle del encuentro de las escaleras con el edificio aislado

### 6.5 Cerramiento inferior entre el edificio y los muros perimetrales del subsuelo

Para asegurar la estanqueidad, a nivel de terreno natural, del espacio diseñado entre el edificio y los tabiques perimetrales del subsuelo, se dispuso un cerramiento de chapa reforzada fijada solamente sobre el paramento del edificio y totalmente liberado del tabique de hormigón armado del subsuelo, incluso se ha diseñado una junta entre chapa y muro, de tal manera de que el cerramiento no ofrezca resistencia al movimiento del edificio (Figura 31). El mismo cuenta con aberturas de ventilación para controlar la condensación que se manifestaba, en forma frecuente, sobre el paramento inferior de la chapa debido a los altos gradientes de temperaturas entre el exterior y el local de subsuelo del edificio. El cerramiento se completa con la puerta trampa, más su respectiva escalera metálica, de ingreso al subsuelo y a la zona de inspección de los dispositivos de protección.



**Figura 31** Cerramiento inferior de chapa entre el edificio y el tabique de hormigón armado del subsuelo

Por debajo del cerramiento que muestra la Figura 31 y a nivel de subsuelo, se han emplazado los tacos de control de desplazamientos del edificio. Los mismos cumplen la función de limitar el desplazamiento del sistema de aislamiento a valores de diseño de tal manera de proteger el eje vertical y cilindros del amortiguador viscoso. Estos dispositivos se han colocado atendiendo a razones de seguridad y para controlar desplazamientos que podrían inducir terremotos de carácter extraordinarios con posibilidad de ocurrencia durante la vida útil del edificio (Figura 32). Fueron diseñados con platinas y caños de acero y uno de sus extremos fijados a los tabiques perimetrales de hormigón armado del subsuelo, mientras que el otro extremo, sobre el que eventualmente impactaría el edificio, se ha proyectado con un recinto para alojar una goma, espesor 20 mm., de tal manera de amortiguar el impacto. Se dispusieron dos de estos dispositivos en cada lado del edificio.



**Figura 32** Topes de control de desplazamientos horizontales del edificio aislado

## 7 CARACTERÍSTICAS DE LOS DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

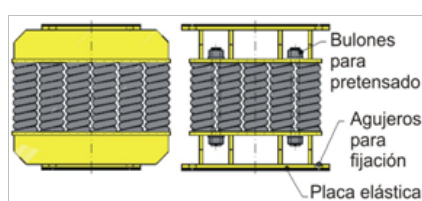
El aislamiento sísmico en el edificio se logra por la acción combinada de aisladores de resortes helicoidales de acero y amortiguadores visco elásticos. Hasta la fecha los aisladores de resortes han sido utilizados casi exclusivamente para aislar equipos industriales y otros de sus propias vibraciones para proteger sistemas próximos. Otras aplicaciones han estado dirigidas al aislamiento de construcciones para filtrar las vibraciones del tránsito vehicular o de trenes.

Originalmente comenzaron a utilizarse en máquinas de pequeño porte, luego se extendieron a fundaciones de máquinas pesadas e instalaciones industriales de importancia, como ejemplo una platea de fundación de turbogeneradores (Stuardi et *al.*, 2005). Sin embargo en los últimos años se han realizado estudios y aplicaciones sobre la respuesta de estructuras aisladas para dichos dispositivos de protección en edificios y sobre todo cuando las estructuras se encuentra sujetas a la acción de terremotos destructivos (Nawrotzki, P. 2000, 2001a, b; Stuardi, 2003, Stuardi et *al.*, 2005, Tornello et *al.*, 2005 y 2007).

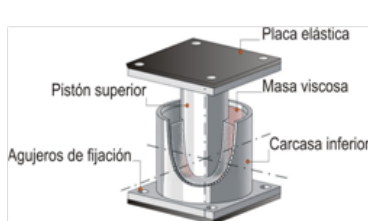
Los aisladores de resortes helicoidales de acero poseen la ventaja de que el comportamiento es conocido y controlado, es adecuado a las altas temperaturas, debido a que en su fabricación se utilizan determinadas aleaciones, no presenta fluencia ni tampoco desplazamientos residuales. Comparativamente con otros sistemas es de menor costo. Presenta la desventaja de que el sólo resorte posee un bajo amortiguamiento (cerca del 2%) por lo tanto es necesario utilizarlos con otros dispositivos para aumentar dicho valor. Por otro lado para soportar elevadas cargas deben utilizarse paquetes de resortes debido a que la capacidad de carga de un único resorte, relacionado con las dimensiones y diámetro necesario del espiral, no puede aún lograrse desde el punto de vista tecnológico.

Los aisladores elastoméricos o friccionales, en sus distintos modelos, poseen una gran eficiencia para filtrar adecuadamente las aceleraciones horizontales del movimiento del suelo sin embargo, son poco eficaces para controlar la componente vertical debido a su elevada rigidez en esa dirección. Este último aspecto puede tomar relevancia para construcciones aisladas sísmicamente y emplazadas próximas a fallas. Hay evidencias que los movimientos del suelo provenientes de tales fuentes poseen aceleraciones verticales tan importantes como las horizontales.

Los sistemas basados en resortes metálicos han sido utilizados en viviendas para proveer aislamiento en las tres direcciones (Farzad, Naeim. et *al.*, 1999). Los aisladores de resortes de acero (GERB Control System®) fueron, originalmente diseñados, para controlar las vibraciones que generaban las turbinas en plantas hidroeléctricas. El sistema está conformado por paquetes de resortes, ensamblados entres sí, con baja rigidez en sentido horizontal y vertical, por lo tanto para aumentar el amortiguamiento del sistema de aislamiento se disponen además, amortiguadores, en este caso, del tipo viscosos (Visco®), (Figura 33. y 34).



**Figura 33** Paquetes de resortes helicoidales de acero (GerB®)



**Figura 34** Amortiguador visco elástico de eje vertical (Visco®)



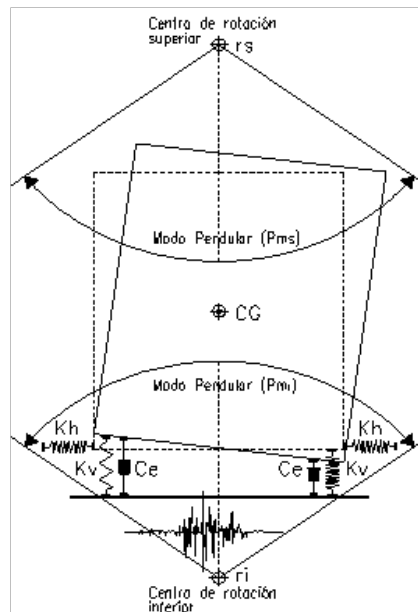
El sistema de aislamiento presenta un fuerte acoplamiento entre el movimiento horizontal y el pendular debido a que el centro de gravedad de la estructura aislada se encuentra por encima del centro de rigidez del mismo (Figura 35), por lo tanto el sistema es práctico en situaciones donde el centro de gravedad y el centro de rigidez se encuentran en el mismo nivel caso que se presenta con mucha frecuencia, por ejemplo en el reactor de una planta nuclear (Farzad, Naeim. et *al.*, 1999).

La rigidez vertical del resorte puede evaluarse con la ecuación (18) mientras que la lateral se encuentra influenciada por un efecto combinado de la flexión y torsión y puede ser evaluado con la ecuación (19).

$$k_v = \frac{G d^4}{8 n D^3} \quad (18)$$

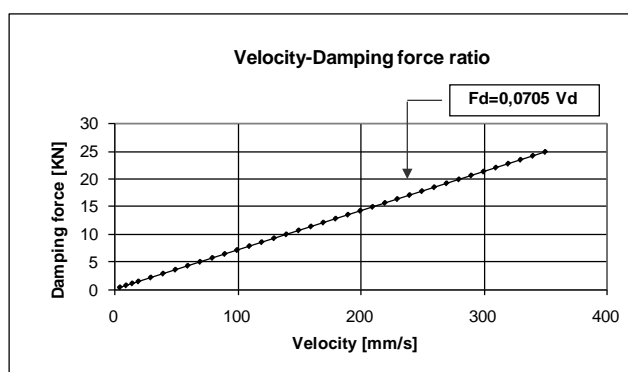
$$k_l = \frac{10^6 d^4}{n D (0.204 h_s^2 + 0.256 D^2)} [Lb * inch] \quad (19)$$

En las expresiones anteriores  $G$ , es el módulo de corte del material del resorte,  $d$ , el diámetro de la espera que conforma el resorte,  $n$ , el número de espiras activas y  $h$ , la altura libre del resorte.



**Figura 35** Mecanismo disipación dispositivos resortes de acero y amortiguadores. Modos pendulares.

El amortiguador visco elástico de la Figura 34., está compuesto por una carcasa inferior que contiene una masa viscosa. El pistón de la carcasa superior penetra en una masa viscosa y genera una fuerza, también viscosa, en las tres direcciones ortogonales. Un manguito de protección cierra herméticamente ambas carcasas para evitar que ingresen elementos extraños de tal manera de impedir la contaminación de la masa viscosa. El sistema (aisladores de resortes helicoidales más amortiguador viscoso) presentan como característica una rigidez lineal, tanto horizontal como vertical y un amortiguamiento cuyo comportamiento se aproxima al lineal viscoso (Figura 36).



**Figura 36** Relación entre la fuerza máxima de amortiguamiento y el valor máximo de la velocidad.

En el edificio aislado se dispusieron cuatro aisladores y cuatro amortiguadores, uno de cada uno de ellos, en cada vértice del edificio. El diseño de los aisladores se realiza en función de la rigidez vertical y horizontal y de las capacidades de carga estática y dinámica (tanto en dirección vertical como horizontal) requerida por la demanda de los terremotos con probabilidad de ocurrencia en la región de emplazamiento de la estructura aislada. El amortiguador se diseña en función de la velocidad de los terremotos que pueden esperarse en la región. Los desplazamientos laterales y verticales de los mismos se definen en función de las demandas de los terremotos de diseño posibles que ocurran en la zona de emplazamiento de la construcción protegida.

Los aisladores poseen frecuencias propias horizontales bajas, de aproximadamente 1 a 1.5 Hertz y frecuencias propias verticales de aproximadamente 3 a 3.5 Hertz. El sistema con dichas propiedades dinámicas conduce a movimientos verticales y pendulares de la estructura aislada frente al movimiento del terreno inducido por el terremoto. Las fuerzas y amplitudes horizontales se transforman en desplazamientos pendulares y verticales y ello reduce las fuerzas dinámicas en la superestructura (Figura 35).

El amortiguamiento puede variarse dentro de un entorno amplio, cambiando el número de cilindros internos. Permite suministrar valores de amortiguamiento en las tres direcciones (dos horizontales y la vertical). Debido al carácter impulsivo de los posibles terremotos que puedan ocurrir en la región, el diseño del sistema de aislamiento se ha realizado con valores poco frecuentes para los dispositivos más comúnmente utilizados en aislamiento sísmico. El diseño y la evaluación de la respuesta se ha realizado con valores de amortiguamiento del 26% en sentido horizontal y 13% para la dirección vertical.

La relación entre la rigidez vertical y la horizontal de los aisladores instalados en el edificio es de 7.30 sin embargo la flexibilidad horizontal no es tan amplia en relación, por ejemplo, a los aisladores elastoméricos. El valor de relación indica además, la baja rigidez vertical de los dispositivos comparadas con otros aisladores como son los elastoméricos o friccionales. Por otro lado es importante acotar que la baja rigidez vertical de los dispositivos de protección está acompañada de un valor importante de amortiguamiento de tal manera de evitar posibles resonancias. La frecuencia natural vertical final del edificio aislado es de 3.28 Hz. (0.305 seg.) y la primera frecuencia horizontal (levemente pendular por efecto del “rocking” es de 1.00 Hz. (1.00 seg.).

La selección del tipo de aisladores (paquete de resortes helicoidales) puede realizarse en función a datos suministrados por el fabricante (Gerb®) y según detalle indicado en la Tabla 4. Los aisladores instalados en el edificio poseen un diámetro exterior de 105 mm mientras que el diámetro de la espira que conforma el resorte es de 26 mm. Se instalaron paquetes de resortes helicoidales conformados por veintiocho resortes sobre el lado norte del edificio con una capacidad de carga vertical de 768 KN. La incidencia de la carga vertical sobre la cara sur es mayor, por lo tanto se instalaron paquetes de treinta resortes con una capacidad de carga vertical de 921 KN. El hecho de colocar aisladores con diferentes capacidades de carga, aseguraba la horizontalidad del edificio aislado para las cargas de servicio.

**Tabla 4** Características aisladores conformados por resortes metálicos helicoidales (Gerb®)

Modelo	Capacidad nominal de carga vertical $F_v$ (KN)	Rigidez vertical $K_v$ (KN/mm)	Rigidez horizontal $K_h$ (KN/mm)
EQ-01	123	4.70	0.63
EQ-02	368	14.20	1.89
EQ-03	461	17.70	2.36
EQ-04	553	21.30	2.84
EQ-05	614	23.60	3.15
EQ-06	768	29.50	3.94
EQ-07	921	35.40	4.73

La selección de las características del amortiguador visco elástico puede realizarse en función de las velocidades de los terremotos esperados en la región o bien atendiendo a los terremotos de diseño definidos por los reglamentos del lugar de emplazamiento de las estructuras protegidas. Los amortiguadores Visco ® instalados en el edificio aislado fueron diseñados para dos valores límites y posibles de velocidades. El valor máximo corresponde al terremoto de Northridge (Estación Rinaldi Receiving Sta, 1994) con 170.30 cm/seg. y el valor mínimo al terremoto de Cauce, San Juan (Estación INPRES, 1977) con 20.30 cm/seg. Las fuerzas visco elásticas generadas por el amortiguador pueden deducirse de la constitutiva de la Figura 33.

## 8 MONTAJE DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

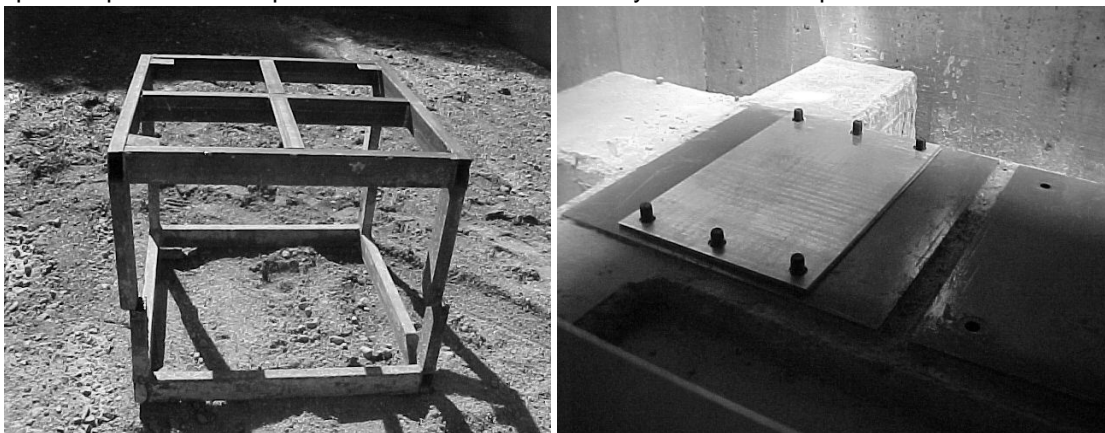
La construcción del edificio fue realizada, inicialmente, en forma independiente de la posición final del sistema de aislamiento aunque fueron previstos los trabajos y detalles necesarios para montar dicho sistema en una segunda etapa, según lo explicado en los puntos anteriores. La causa que motivó tal decisión se fundamentó en el hecho de que los tiempos necesarios para la fabricación en el exterior y entrega del sistema de aislamiento no fueron coincidentes con los tiempos de construcción del edificio.

Cuando se montaron los dispositivos de protección, el edificio se encontraba en obra gruesa, con la losa por encima del nivel de aislamiento, Planta Baja terminada y mampostería del primer nivel finalizada (Figura 37). El peso de la construcción, hasta el nivel comentado, era de aproximadamente 1000 KN = 100 t. y la misma representaba la masa total a levantar para insertar por debajo del edificio el sistema de aislamiento.

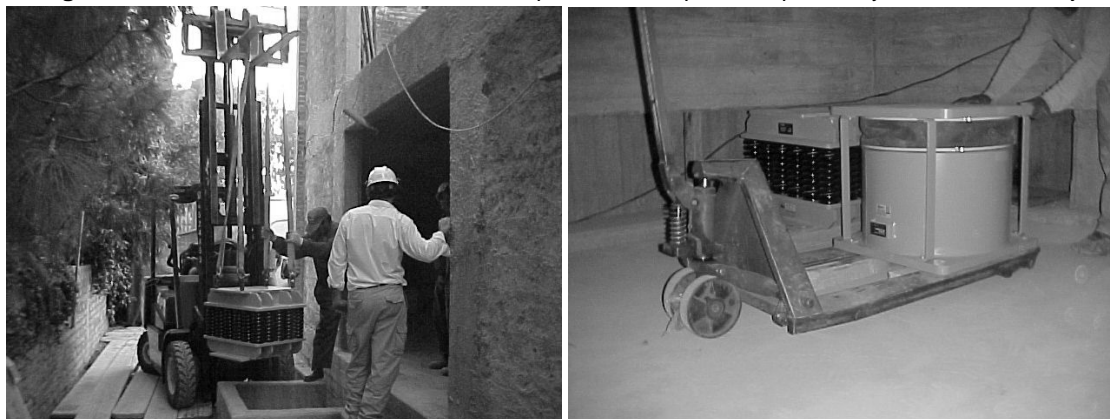


**Figura 37** Edificio aislado en la etapa constructiva previa al montaje de los dispositivos de protección

Los trabajos de montaje se iniciaron previa remoción de las estructuras metálicas que, en su posición, simulaban la presencia del sistema de aislamiento, se limpiaron de manera prolija y exhaustiva las platinas y los bulones de anclajes ya fijados en la superestructura y en la estructura de fundación (Figura 2.38). Finalizada esta etapa, se trasladaron a nivel de subsuelo y se posicionaron, próximo a su emplazamiento final, en los cuatro puntos establecidos, los dos elementos que conformaban el sistema de aislamiento (aisladores de resortes de acero helicoidales + amortiguadores viscosos) (Figura 2.39). Esta instancia indicaba que estaba todo preparado para iniciar el proceso de levantar el edificio y montar los dispositivos.



**Figura 38** Remoción de la estructura metálica provisoria, limpieza de platinas y bulones de anclaje



**Figura 39** Traslado de los dispositivos de protección a los lugares de emplazamiento definitivo

Para levantar el edificio se utilizaron cuatro gatos hidráulicos cuya capacidad máxima de carga era de  $500 \text{ KN} = 50 \text{ t.}$ , accionados mediante una central hidráulica que cumplía la función de bomba para la carga y descarga de los gatos. Además se utilizaron dos gatos cuya capacidad de carga era de  $2000 \text{ KN} = 200 \text{ t.}$  accionados manualmente.

Los primeros fueron emplazados próximos a la ubicación definitiva de los dispositivos de protección y del dado de hormigón armado que hasta ese momento soportaba el edificio, dichos gatos cumplieron la función de levantar el edificio. Los segundos se ubicaron en el tramo central, entre los dos anteriores y cumplieron la función de apoyo a los primeros ante una posibilidad de falla (rotura de mangueras o descarga imprevista, situaciones ya evidenciadas en dos etapas fallidas previas). Sobre las mangueras de los gatos hidráulicos se emplazaron lastres (bolsas de arena) para controlar cualquier rotura brusca de manguera y evitar accidentes sobre las personas que trabajaban a escasos centímetros de las mismas (Figura 2.40)

Para levantar el edificio se decidió hacerlo en tramos de  $20 \text{ mm.}$  de altura y no en forma uniforme, sino que primero se levantaba (mediante dos gatos de  $500 \text{ KN}$  y uno de apoyo de  $2000 \text{ KN.}$ ) el costado sur y acto seguido se hacía lo mismo con el costado opuesto norte. Esta técnica fue implementada porque el edificio sobre el costado norte es ligeramente mayor que el lado sur. Si se accionaban los cuatro gatos de  $500 \text{ KN.}$  simultáneamente el edificio no ascendía en forma uniforme, evidenciándose una leve inclinación sobre el costado norte.



**Figura 40** Posicionamiento de los gatos previo al proceso de levantar

En la medida que el edificio era levantado, una estación total, emplazada en el exterior, controlaba la nivelación de los cuatro vértices del edificio de tal manera de mantener la horizontalidad durante el proceso. Para asegurar la posición final de cada tramo que se levantaba, el dado de hormigón armado que, inicialmente sostenía al edificio, se suplementaba con planchas de acero para asegurar la posición final del tramo conseguido en dicha etapa (Figura 41).



Utilizando el procedimiento descrito se alcanzó la altura final de 15 cm. aproximadamente, altura que permitía ubicar los dispositivos de protección en su posición final. El sistema, en su totalidad quedó posicionado, en forma perfecta y de acuerdo a lo previsto, a las platinas y bulones ubicado sobre la estructura de fundación (por debajo del sistema de aislamiento). La platina superior se encontraba precisamente a 150 mm. del sistema de aislamiento, por lo tanto el paso siguiente era descender el edificio para enhebrar en forma simultánea los 40 bulones, diámetro 26 mm., en las placas de acero del sistema de aislamiento.

El descenso del edificio se realizó de la misma manera que se describió para el ascenso (en tramos de 20 mm. primero de la parte sur y luego del costado norte), mientras que se extraían las planchas de acero que posicionaron al edificio en cada etapa del ascenso. La tarea de enhebrar los 40 bulones de las platinas de anclajes superiores y que todos ellos se insertaran simultáneamente en los 40 agujeros del sistema de aislamiento, fue logrado con total éxito (Figura 42).

Una vez posicionado el sistema de aislamiento en su lugar definitivo se procedió a levantar los bulones de las platinas inferiores. Los mismos fueron roscados, intencionalmente de manera excesiva, con el objeto de limitar la altura a la cual se debía levantar el edificio, dicho valor estaba sujeto al recorrido de los gatos de 500 KN.. Finalizado el proceso fue posible montar las tuercas de los bulones de fijación de las platinas inferiores y superiores.



**Figura 41** Instancias de control durante el proceso de levantar el edificio.

Los aisladores de resortes metálicos habían sido pre comprimidos desde fábrica para que tuviesen la mínima altura durante el proceso de montaje, por lo tanto en etapas siguientes, fue necesario eliminar los bulones para liberar totalmente el aislador.

Dicho trabajo resultó ser una tarea de difícil ejecución porque los bulones de pre compresión no podían extraerse desde la parte superior, ni tampoco desde la inferior del aislador, este aspecto obligó a cortarlos mediante soldadura eléctrica en tramos cortos de aproximadamente a 50 mm., longitud que permitía extraerlos a través del espacio que se disponía. La liberación de los aisladores de resortes metálicos implicó un ascenso de la superestructura de aproximadamente 10 mm. en promedio. El citado trabajo fue realizado cuando el edificio se encontraba totalmente terminado. Figura 43.

El montaje de todos los dispositivos del sistema de aislamiento, en sus etapas más relevantes, consumió 16 horas de trabajo con un grupo humano formado por más de 25 personas.



**Figura 42** Posicionamiento del sistema de aislamiento en su posición final y del descenso del edificio



**Figura 43** Eliminación de los bulones de pre compresión del aislador para liberar su movimiento.

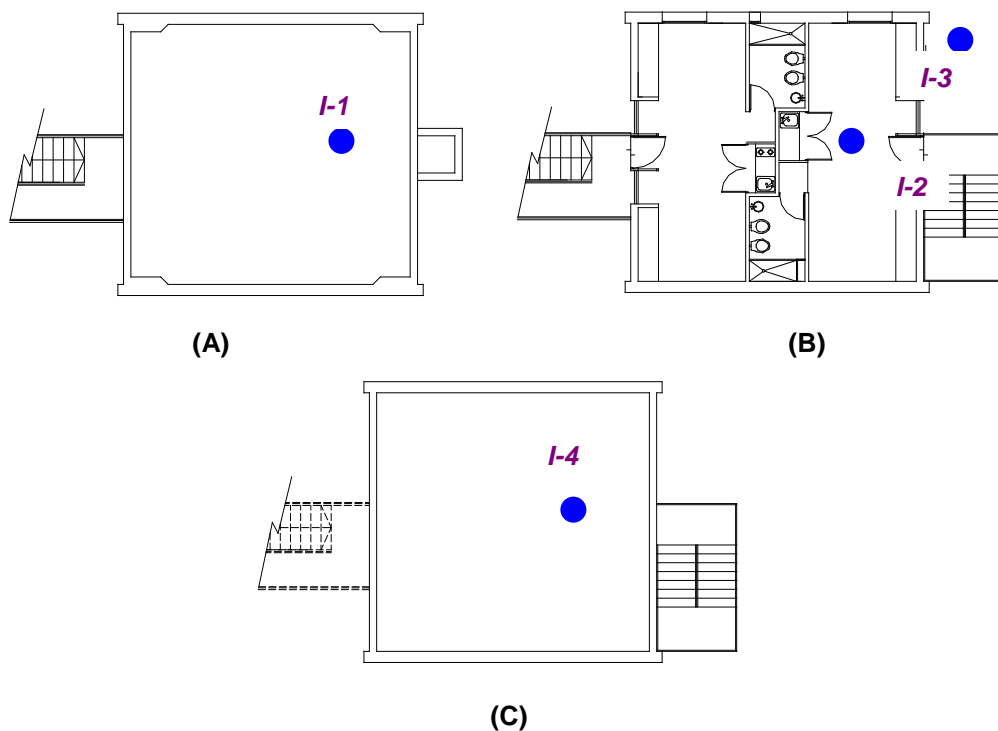
## 9 INSTRUMENTAL SÍSMICO INSTALADO

El edificio cuenta con instrumental sísmico instalado para monitorear la respuesta ante sismos. Los datos permiten comparar el comportamiento del edificio de fundación tradicional con el edificio aislado, ambos se encuentran a escasos metros de distancia. De acuerdo a los recursos económicos que fue posible asignarle desde la Universidad a esta etapa del proyecto, se diseñó una condición de mínima instrumentación que permitiría controlar, en puntos estratégicos, las respuestas del edificio con aislamiento sísmico y simultáneamente la del edificio con fundación tradicional.

Los instrumentos instalados son acelerómetros marca *Kinematics*, modelo *Altus K2* con un sensor triaxial interno. El mismo actúa como central de adquisición de datos y es el receptor de otros nueve canales externos de registros de aceleración, por lo tanto el sistema instalado tiene capacidad para el registro simultáneo de aceleración, de doce canales. El emplazamiento de los distintos sensores se resume en la Tabla 5., mientras que en la Figura 44., se representa gráficamente su ubicación.

**Tabla 5** Emplazamiento y características de los sensores del sistema de adquisición de datos

Nº de Canal	Dirección	Emplazamiento	Característica	Modelo
1	E - O	Subsuelo del edificio con aislamiento de base (Torre 3)	Triaxial (2g)	Altus K2
2	S - N			
3	Vertical			
4	S - N	Techo del edificio con fundación tradicional (Torre 2), aproximadamente en el baricentro del nivel.	Triaxial (2g)	Sensor triaxial Kinematics (FBA EST)
5	E - O			
6	Vertical			
7	E - O	Planta Baja (por encima del sistema de aislamiento) de torre 3, en el vértice noreste.	Uniaxial (2g)	Sensor uniaxial Kinematics (ESU)
8	S - N	Techo del edificio con aislamiento sísmico (Torre 3).	Uniaxial (2g)	Sensor uniaxial Kinematics (ESU)
9	E - O	Techo del edificio con aislamiento sísmico (Torre 3).	Uniaxial (2g)	Sensor uniaxial Kinematics (ESU)
10	E - O	Planta Baja (por encima del sistema de aislamiento) de torre 3, aproximadamente en el baricentro de la planta.	Triaxial (2g)	Sensor triaxial Kinematics (FBA EST)
11	S - N			
12	Vertical			
	E - O S - N Vertical	Laboratorio de Estructuras (Ceredetec - Departamento de Ingeniería Civil FRM)	Triaxial (1g)	Modelo SSA2 de Kinematics



(A) : Planta subsuelo del edificio aislado.

*I-1: Acelerómetro triaxial Altus K2 Kinematics (canales 1-2-3).*

(B) : Planta baja del edificio aislado.

*I-2: Sensor externo (acelerómetro) triaxial Kinematics (canales 10-11-12).*

*I-3: Sensor externo (acelerómetro) uniaxial Kinematics (canal 7).*

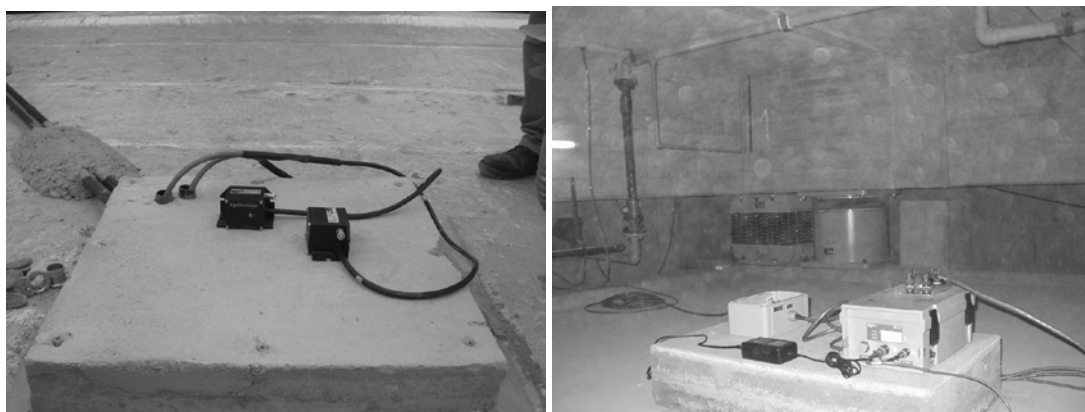
(C) : Techo del edificio con fundación tradicional

*I-4: Sensor externo (acelerómetro) triaxial Kinematics (4-5-6).*

**Figura 44** Esquema con la ubicación en planta y altura del instrumental de adquisición de datos.

La instrumentación sísmica se completa con un acelerómetro triaxial de Kinematics (SSA - 2) ubicado en el Laboratorio de Estructuras de la Facultad Regional Mendoza, totalmente compatible con los instalados en los dos edificios. El mismo cumple las funciones de registro en campo libre y se emplaza aproximadamente a 50 metros del edificio aislado. Este instrumento está indicado en la última fila de la Tabla 5.

Para la instalación del acelerómetro Altus K2 y de los sensores externos ubicados a nivel del techo del edificio aislado y la del edificio con fundación tradicional, se construyeron bases de hormigón simple para asegurar una adecuada fijación de los mismos y para que el instrumental no interactuase con las obras del subsuelo (contrapisos) en el primer caso y con el relleno de la cubierta de techo, en el segundo caso (Figura 45). Los sensores ubicados a nivel de la planta baja (por encima del sistema de aislamiento), fueron fijados directamente al piso de los locales del edificio.



**Figura 45** Bases de hormigón simple para fijar el instrumental de medición

Los emplazamientos de los sensores externos, exigieron la colocación de cañerías y cajas de registros para el tendido de los cables desde sus posiciones finales a la central de adquisición de datos (Altus K2) (Figura 46). Finalizados dichos trabajos se realizaron los respectivos trabajos de conexiones y tendido de cables. En Figura 47, se ilustran los trabajos de tendido de cables y conexiones junto con la base de adquisición de datos emplazada en el subsuelo del edificio.



**Figura 46** Instalaciones complementarias para el tendido e inspección de los cables de los sensores

Para que cada sensor externo contase con propiedades de seguridad y estanqueidad, los equipos emplazados en la planta baja, techo del edificio aislado, techo del edificio con fundación tradicional, fueron instalados bajo una cobertura metálica. Las mismas fueron construidas con una doble pared de chapa y entre ellas se colocó una placa de poliestireno expandido de 50 mm. de espesor para controlar los gradientes térmicos (Figura 2.48).

## 9.1 Registros sísmicos

La instrumentación sísmica instalada en los dos edificios ha registrado hasta el día de la fecha más de cuarenta sismos sensibles de baja intensidad. Con el objeto de ilustrar uno de los resultados de las respuestas del edificio aislado comparativamente con la del edificio de base fija se hará referencia a un sismo sensible ocurrido en la ciudad de Mendoza el 05/08/2006. En Tabla 6 se resumen las principales características del movimiento sísmico y en Tabla 7 se muestran los valores de aceleraciones registrados en distintos puntos estratégicos de los dos edificios instrumentados.



**Figura 47** Tendido de cables y conexiones sensores externos. Central de adquisición de datos



**Figura 48** Coberturas metálicas de protección de los sensores externos.

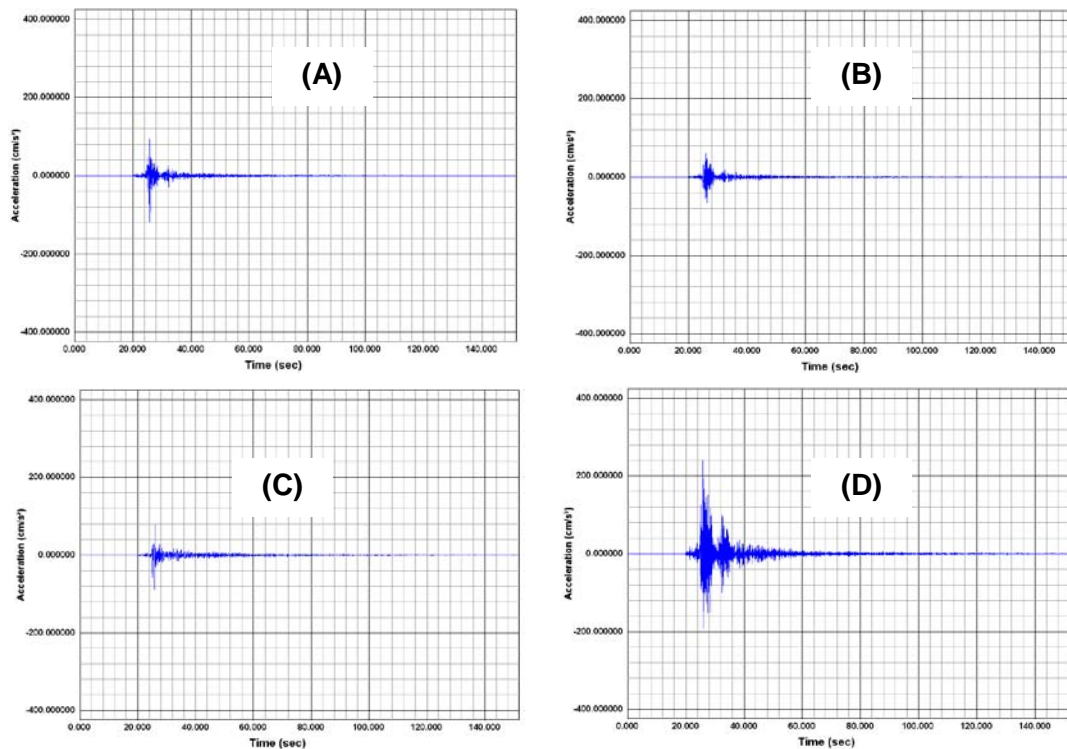
**Tabla 6** Características principales de uno de los movimientos sísmicos registrados

Fecha del Sismo	Estación	Magnitud Estimada	Intensidad Estimada (IMM)	Distancia epicentral (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
05/08/2006	UTN-Mza	5.00	VI-VII	50	0.104	3.85	0.44

**Tabla 7** Aceleraciones registradas a distintos niveles del edificio aislado y de base fija

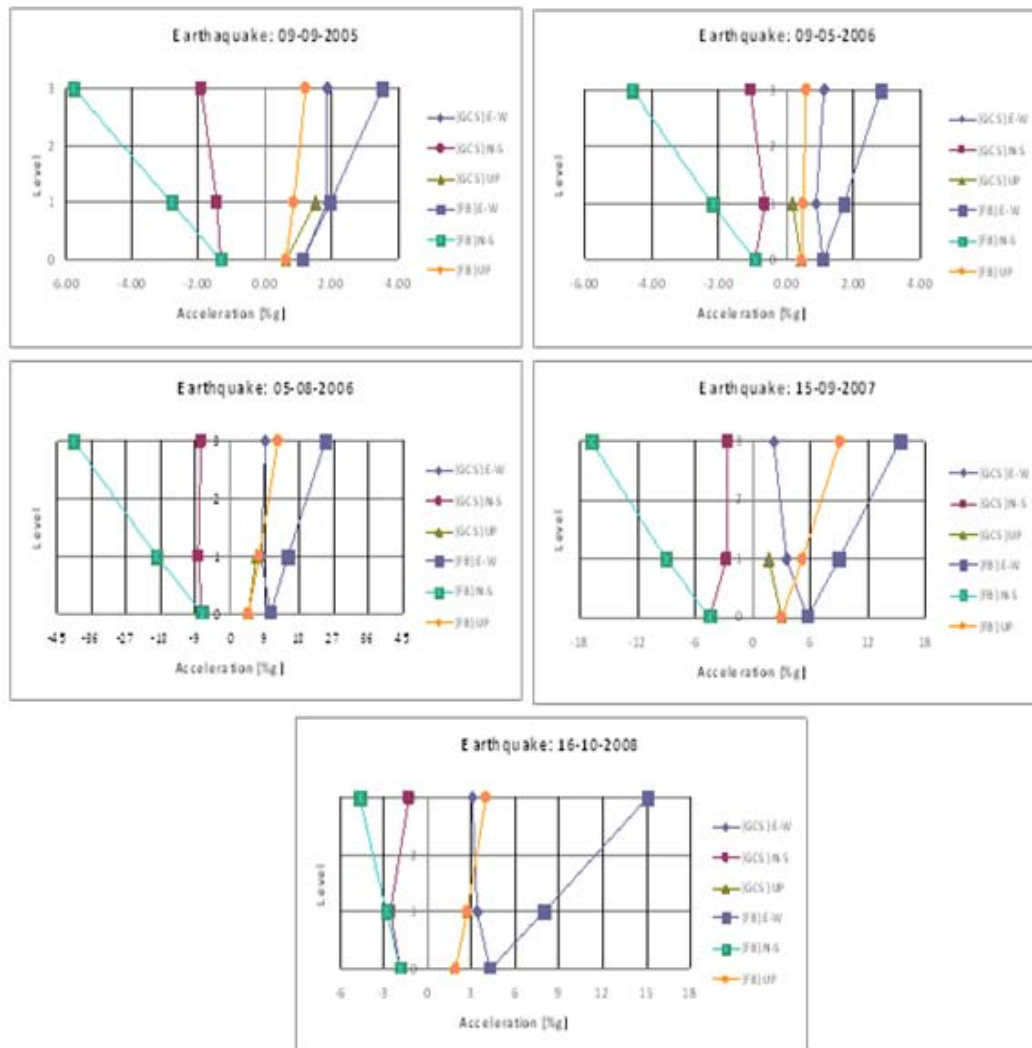
Componente	En campo libre (%g) [A]	Por encima dispositivos aislamiento (%g) [B]	En el techo del edificio aislado (%g) [C]	En el techo del edificio de base fija (%g) [D]	Razón [B/A]	Razón [D/A]	Razón [D/C]
E-W	12.48	7.97	9.05	24.63	0.64	1.97	2.72
Vertical	5.33	6.77		12.39	1.27	2.32	
N-S	9.76	8.37	7.61	40.65	0.86	4.16	5.34

En la Figura 2.49 se muestran los acelerogramas de las componentes de aceleraciones máximas en campo libre, inmediatamente por encima de los dispositivos de aislamiento, en el techo del edificio aislado y en el techo del edificio de base fija. En la Figura 50 se indican gráficamente los valores de aceleraciones registradas por el instrumental sísmico instalado en los dos edificios, para cinco sismos sensibles ocurridos en la región. En todos los casos puede observarse que las aceleraciones del edificio de base fija (BF) son considerablemente mayores que las registradas en el edificio aislado (GCS).



**Figura 49** Acelerogramas del sismo del 05/08/2006. A) En campo libre; B) Por encima de los dispositivos de protección; C) En el techo del edificio aislado; D) En el techo de base fija.





**Figura 50** Aceleraciones registradas en cinco sismos sensibles. Edificio aislado (GCS). Edificio de base fija (BF)



## REFERENCIAS

1. Aguiar Falconi R. (1998). *Peligrosidad Sísmica. Vulnerabilidad Sísmica en Edificios de Hormigón Armado*. Ecuador, Escuela Politécnica del Ejército.
2. Algermissen S.T, Perkins D.M. (1972). *A technique for seismic zoning: general considerations and parameter*. International. Conference on Microzonation for Safer Construction. Seattle. Washington. Vol. II.
3. Campbell K.W.; Bozorgnia Y. (2008). *NGA Ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s*. Earthquake Spectra, Volume 24, N° 1, 94-127.
4. Costa C., Machete M.N., Dart R. L., Bastías H.E., Paredes J.D., Perucca L.P., Tello G.E., Haller K.M. (2000). *Map and database of quaternary fault and folds in Argentina*. USGS, International. Lithosphere Program, Task Group II-2, Major Active Faults of the World, Open-File Report 00-0108.
5. Boore D. M., Watson-Lamprey J., Abrahamson N. A. (2006). *Orientation-independent measures of ground motion*. Bulletin of the Seismological Society of America, Volume 96, N° 4A. 1502-1511.
6. Cornell C. A. (1968). *Engineering seismic risk analysis*. Bulletin Seismological Society of America. Vol. 58. N° 5.
7. INPRES (1977). *Zonificación sísmica de la República Argentina*. Publicación Técnica N° 5. Instituto Nacional de Prevención Sísmica. San Juan. Argentina.
8. INPRES (1981). *Análisis sismotectónico y su aplicación a la estimación del Peligro Sísmico. El sismo de Tucumán del 9 de mayo de 1981*. Publicación técnica N° 7. Instituto Nacional de Prevención Sísmica. San Juan. Argentina.
9. INPRES (1989). *Microzonificación Sísmica del Gran Mendoza. República Argentina*. Poder Ejecutivo Nacional. Ministerio de Obras y Servicios Públicos. Secretaria de Obras Públicas. Instituto Nacional de Prevención Sísmica. Argentina.
10. INPRES CIRSOC 103 (Parte I). Construcciones Generales (1983). *Normas argentinas para construcciones sismorresistentes*. Instituto Nacional de Prevención sísmico (INPRES). Centro de Investigaciones de los Reglamentos Nacionales de seguridad de Obras Civiles (CIRSOC).
11. Mingorance F. (2001). *Parámetros geológicos de la deformación cosísmica asociada al terremoto de Mendoza de 1861, (M=7), Argentina*. 7th Congress of the Brazilian Geophysical Society, Solid Earth Geophysics, Salvador, Brazil. Actas TS27:1316-1319.
12. Mingorance F. (2007). *Análisis de las ventajas, desventajas y complicaciones al aplicar las zonas de cercanía a la fuente sismogénica (criterio UBC 1997) en el norte de Mendoza*. III Encuentro de Investigadores y Docentes de Ingeniería (ENIDI). Universidad Tecnológica Nacional, Regional Mendoza y Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de Ingeniería, Mendoza, Argentina.
13. Naeim F., Kelly J. M., (1999). *Design of Seismic Isolated Structures*. Edit. John Wiley & Sons, Inc. Printed in the United States of America.
14. Nawrotzki P. (2000). *Some Strategies for the reduction of seismic structural responses*. The First International Conference on Structural Stability and Dynamics. Taipei. Taiwan.

15. Nawrotzki P. (2001a). *Seismic Protection of structures by viscoelastic elements*. The Eighth Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. Nanyang Technological University. Singapore.
16. Nawrotzki P (2001b). *Passive Control Systems for Building in Seismically Active Regions*. ECCM-2001. European Conference on Computational Mechanics. Cracow. Poland.
17. Sauter F. (1989). *Fundamentos de Ingeniería Sísmica I. Introducción a la Sismología*. Editorial Tecnológica de Costa Rica. ISBN 9977-66-037-9. Instituto Tecnológico de Costa Rica.
18. Seed R. B., Cetin K. O., Moss R. E. S. , Kammerer A. M., Wu J., Pestana J. M., Riemer M. F., (2001). *Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation*. Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper No. SPL-2.
19. Silva E., Tornello M., Frau C., Galdame I. (2002). *Caracterización de la relación magnitud – frecuencia para fuentes sismogénicas próximas al conurbano de la ciudad de Mendoza*. VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Vol. 1. CD. Paper 67.
20. Stuardi, J. (2003). *Dispositivos viscoelásticos para protección sísmica de edificios: Residencia Estudiantil en Mendoza*. XI Seminario Iberoamericano de Ingeniería Sísmica y 6º Encuentro de Investigadores y Profesionales argentinos de la construcción, arquitectura y diseño sismorresistente. CD. Facultad de Ingeniería UNC y Asociación Argentina de Ingeniería Sísmica. Mendoza. Argentina.
21. Stuardi J., Massa J. y Brewer A. *Eficiencia de Sistemas de Aislamiento Sísmico basados en resortes helicoidales y amortiguadores viscosos comparada con aisladores tradicionales goma – metal*. VIII Congreso Argentino de Mecánica Computacional. CD.
22. Tornello M., Sarrazin A. M. (2005). *Respuesta estructural de dos sistemas de aislamiento sísmico frente a terremotos de fuente cercana*. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. IX Jornadas. 16-19 Noviembre de 2005. Paper N° A13-04. CD. SIN 07118-2678.
23. Tornello M., Sarrazin A. M., (2007). *Dynamic response of a building with base isolation for near-fault motions*. 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering. Paper N° 1057. Ottawa. CAEE, ACEP.
24. Well D.L.; Coppersmith K.L (1994). New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture area and surface displacement. Bulletin of the Seismological Society of America, Volume 84, N° 4, 974-1002.